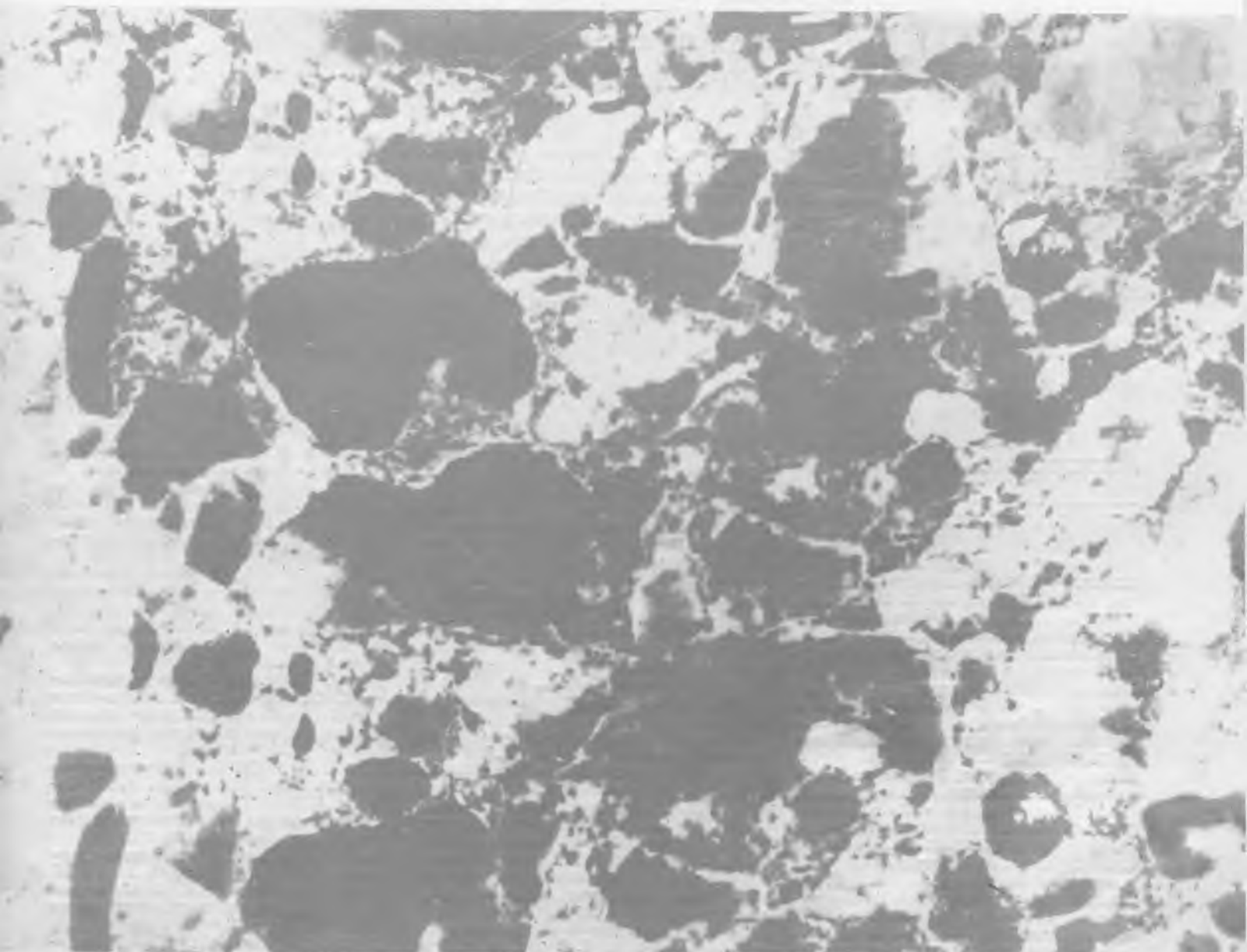


ISSN 0005 - 9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

1987



Уважаемые товарищи!

Госстрой СССР и В О «Экспоцентр»
приглашают Вас посетить 2-ю Международную выставку

«Технология изготовления строительных материалов и конструкций» «СТРОЙИНДУСТРИЯ-87»

Выставка будет проводиться в Москве с 27 мая по 5 июня 1987 г. на территории выставочных комплексов Красная Пресня и Сокольники. Во время выставки организуется цикл научно-технических докладов советских и зарубежных ученых и специалистов, показ кинофильмов по тематике выставки.

Авторские свидетельства

№ 2*

1283109. ПТБ Главмосблстройматериалов. А. П. Кузнецов, В. В. Попов, В. А. Рачкин и В. А. Козлов. **Формование предварительно напряженных железобетонных элементов**

1283324. МНИИТЭП. А. Н. Дмитриев, В. П. Деев, Г. С. Измайллов и др. **Наружное навесное стеновое ограждение.**

1283325. Уральский электромеханический ин-т инженеров железнодорожного транспорта. Ф. И. Вилен. **Железобетонный элемент.**

1283326. Трест Оргтехстрой и ЛатвНИИС. А. Я. Игнатан, А. Т. Коротов, В. Б. Мандригин и др. **Арматурный каркас.**

1283327. ДальНИИС. Е. П. Холошин, П. А. Аббасов и А. С. Петрашень. **Арматурный каркас железобетонной сваи.**

1283328. Коммунарский горно-металлургический ин-т. В. С. Гузь, Л. Я. Рыжков, В. П. Гуськов и др. **Устройство для образования анкерных головок на арматурных стержнях.**

1283329. Ин-т Воронежколхозпроект. П. А. Цыков, В. Е. Тройнин, В. С. Плугарев и В. С. Попов. **Устройство для замоноличивания стыков сборных железобетонных элементов типа колонн.**

1283334. Коммунарский горно-металлургический ин-т. В. С. Гузь, А. А. Туровецкий, Ю. Н. Илюхин и Г. В. Гузь. **Способ предварительного напряжения пучков арматурной проволоки.**

1283335. КУИСИ. М. Ю. Синицын и Ю. В. Чугункин. **Кондуктор для установки анкерных болтов в фундамент.**

1283336. ВПЭКТИ. Р. О. Саакян, А. О. Саакян, Ю. А. Сафарян и др. **Способ реконструкции каркаса многоэтажных зданий.**

1283337. В. А. Чихачев. **Каркас сейсмостойкого многоэтажного здания.**

1283404. КузНИИШахтострой. Г. И. Комаров, Ю. В. Бурков, В. А. Жеребцов и Л. П. Попанеско. **Опалубка для возведения крепи подземных выработок.**

1283405. Минсметропроект, Минский филиал Проектно-изыскательского ин-та Метрогипротранс. П. Б. Юркевич, Н. Н. Кондаков, В. В. Чеканов и др. **Сборная железобетонная транспортная туннель.**

1283406. Донецкий ПромстройНИИпроект. В. Р. Шнеер, О. Ю. Ярошенко и И. Г. Коваль. **Сборная обделка тоннеля из железобетонных элементов.**

№ 3

1284835. ВПЭКТИ. Минпромстроя АрмССР. Р. О. Саакян, А. О. Саакян, К. Г. Мовсесов и др. **Касетная установка для изготовления плит из быстротвердеющих смесей.**

1284838. Харьковский инженерно-строительный ин-т. В. И. Бабушкин, А. Г. Вандоловский, Б. В. Кострюков и др. **Установка для формования трубчатых изделий.**

1284965. ГипродорНИИ. И. А. Паткина, С. В. Гриневич, В. Б. Ратинов и др. **Способ приготовления бетонной смеси.**

1285130. ВНИИтрансстрой. И. С. Шапиро, Л. И. Коротков и В. С. Гуменюк. **Способ стыкового соединения арматурных стержней.**

1285131. КТБ Стройиндустрия. О. А. Хаджаев и О. В. Гуллев. **Установка для изготовления арматурных каркасов железобетонных изделий.**

Содержание

К 70-летию Великого Октября

По пути перестройки 2

Конструкции

Чиненков Ю. В., Акрамов Х. А. Исследования трехслойных панелей с гибкими связями 4

Светов А. А., Пелёхов А. А., Кукушкин Б. В. Совершенствование преднапряженных ребристых плит покрытий промзданий 6

Бетоны

Евстратов Г. И., Эль-Хадж Халиль С. С. Использование заполнителей из дробленого бетона 8

Красный И. М. О механизме повышения прочности бетона при введении микронаполнителя 10

Строительное производство

Гендин В. Я., Кузьмин В. К. Области применения способов зимнего бетонирования 12

Людковский И. Г., Иванов М. А., Русаков О. В. Несущая способность конических болтов 13

Заводское производство

Белоусов Г. С., Егоров В. П. Транспортно-отделочная линия строительных изделий 15

В помощь проектировщику

Байков В. Н., Додонов М. И., Расторгуев Б. С., Фролов А. К., Мухамедиев Т. А., Кунижев В. Х. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям 16

Гуца Ю. П., Ларичева И. Ю., Саканов К. Т. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность 19

Паршин Л. Ф., Белов С. А. Расчет железобетонных рам, несущих каменные стены 21

Вопросы экономики

Кочетов В. А., Илькевич Л. Я. Техничко-экономическая оценка безопалубочного формования преднапряженных изделий на длинных стендах 22

Использование промышленных отходов

Павленко С. И., Бессонов А. В. Использование отходов ГРЭС в бетонах 25

Теория

Митасов В. М., Бехтин П. П. Смешанное армирование при разных уровнях предварительного натяжения 26

Долговечность

Шлаен А. Г., Алексеев С. Н., Кравченко Т. Г. Долговечность виброгидропрессованных труб в напорных водоводах 28

В Госстрое СССР

Обсуждение теории ИСК 30



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



ПО ПУТИ ПЕРЕСТРОЙКИ

Важнейшей практической задачей назвал январский (1987 г.) Пленум ЦК КПСС создание таких условий, внедрение таких форм организации производства, которые позволят каждому трудящемуся чувствовать себя подлинным хозяином предприятия. Это обязывает строителей по-новому оценить свою практику, темпы перестройки, прилагать усилия для совершенствования всех звеньев хозяйственного механизма, утверждения хозрасчетных отношений. На этих направлениях концентрируют свои усилия партийный комитет, администрация, все подразделения ордена Ленина и ордена Октябрьской Революции треста Магнитострой.

Новый механизм коллективной ответственности за конечный результат, переход на нормативные сроки сооружения объектов, углубление принципов демократизма в управлении строительством способствуют заметному повышению темпов и качества работ, росту производительности труда, воспитывают рачительность и бережливость. Подряд в тресте Магнитострой становится важнейшим методом коренной перестройки технологии строительного производства. Коллективом треста достигнуты весомые экономические результаты.

План строительно-монтажных работ 1986 г. по генподряду выполнен на 114,6%, освоено 132,8 млн. р., что на 17,4 млн. р. больше планового задания. Годовой план по росту производительности труда выполнен на 106,1%, выработка на одного работающего основного производства составила 13,7 тыс. р. На 6 мес. раньше нормативного времени смонтирована крупнейшая коксовая батарея с установкой сухого тушения кокса. На строительстве жилых домов освоено 34,1 млн. р., введено в эксплуатацию домов полезной площадью 170,4 тыс. м². Важным объектом реконструкции и технического перевооружения Магнитогорского металлургического комбината является кислородно-конвертерный цех. На его строительстве трестом Магнитострой освоено в 1986 г. 33 млн. р., что на 13 млн. р. больше планового задания.

В тресте проводится большая работа по рациональному использованию материальных и трудовых ресурсов, экономии и бережливости, повышению эффективности производства. Главное направление в экономном и рациональном потреблении металла и цемента работники заводов ЖБИ, КПД и управления Бетонстрой видят в постоянном совершенствовании технологии производства сборного железобетона, применении прогрессивных технических решений и внедрении новой техники. Важным рычагом ускорения является коллективный подряд, на который многие подразделения в тресте перешли в 1986 г.

С октября прошлого года по методу коллективного подряда работает управление Бетонстрой. К этому времени 82% бригад и участков управления работали на подряде. Партийная организация и администрация управления разработали конкретные организационно-технические, плановые мероприятия, наметили четкие сроки перехода на подряд каждого подразделения. Повсеместно развернулась широкая разъяснительная работа. На собраниях трудовых коллективов, открытых партийных собраниях шла речь о преимуществах строительства в новых экономических условиях. Деловой разговор о сути нового хозяйственного механизма, путях и формах его развития развернулся на каждом рабочем месте.

В 1986 г. коллектив Бетонстрой досрочно выполнил все плановые задания. На строительстве кислородно-конвертер-

ного цеха сооружено более 70 фундаментов объемом от 10 до 1 тыс. м³ каждый. Организован дополнительный участок по сборке опалубки.

Успешная работа в условиях коллективного подряда, как показала практика, во многом зависит от организации строительного производства, его инженерной подготовки, от слаженности в работе всех участников строительства. Оказалось, что новый метод даже при традиционных строительных неувязках дает возможность отстающим коллективам резко шагнуть вперед. И как раз благодаря тому, что он создает условия для успешной борьбы с этими неувязками и открывает широкую дорогу инициативе, хозяйственной самостоятельности.

В соответствии с программой строительства кислородно-конвертерного цеха коллективы Спецпромстрой, СУ-3, Бетонстрой треста Магнитострой и ССМУ-6 треста Союзтяжсквазия осуществляют подготовку фронта работ для коллективов треста Уралстальконструкция. Бетонстрой и СУ-3 осуществляют возведение фундаментов под технологическое оборудование, буронабивные сваи для этих фундаментов готовит ССМУ-6. Значительное снижение темпов работ коллективом последнего управления вызвало нарушение графика во всей технологической цепи. Резко сократились объемы работ в отделении непрерывной разливки стали.

Неудовлетворенность темпами повышения объема работ, улучшения их качества заставила администрацию и партийную организацию ССМУ-6 искать более совершенные формы организации труда. Здесь провели укрупнение бригад и участков. Благодаря созданию в подразделениях партгруп усилилось партийное влияние, а совершенствование методов организации и стимулирования труда повысило заинтересованность строителей управления в высоком конечном результате. Так, коллектив управления обязался во втором квартале 1987 г. обеспечить все смежные подразделения необходимым фронтом работ, освоить на строительстве кислородно-конвертерного цеха 1,8 млн. р.

Ускоренному техническому перевооружению Магнитогорского металлургического комбината придается важное народнохозяйственное значение. В его реконструкции и обновлении принимают участие металлурги, монтажные и строительные тресты и управления, проектные организации и научно-исследовательские институты. На строительстве цеха создан координационный совет, на который возложено осуществление взаимодействия хозяйственных и профсоюзных организаций и руководство социалистическим соревнованием по принципу «рабочей эстафеты».

Перед коллективом треста Магнитострой и субподрядными организациями поставлены сложные задачи. Так, на строительстве кислородно-конвертерного цеха предстоит освоить более 80 млн. р. В настоящее время в этом тресте осуществляются организационно-технические мероприятия по улучшению производственной структуры подразделений, переходу всего треста на коллективный подряд, на полный хозрасчет и самокупаемость.

В каждом подразделении треста избран хозяйственный совет. Действует и центральный хозсовет, в состав которого входят рабочие, специалисты всех управлений, представители управленческого аппарата треста. Хозсоветы решают вопросы, связанные с обеспечением роста производительности труда, высокого качества строительно-монтажных работ, ре-

жима экономики, укрепления дисциплины. Одна из главных функций хозсоветов — определение реального вклада строителей в общий результат. В каждой бригаде внедрены трудовые паспорта. При подведении итогов работы учитываются показатели выполнения плановых заданий, норм выработки, а также активность каждого в деле совершенствования строительного производства, борьбы за экономию материальных ресурсов.

В связи с переходом на новую систему хозяйствования в учебно-курсовом комбинате треста Магнитострой организована учеба бригадиров, звеньевых и рабочих. Учеба проводится по пяти потокам: жилищный комплекс, промышленный комплекс, кислородно-конвертерный цех, промышленные предприятия треста и заводы ЖБИ и КПД. В ходе учебы рассматриваются вопросы развития коллективного подряда, применения в бригадах КТУ, формирования и распределения коллективного фонда заработной платы, роста производительности труда и др.

Серьезному испытанию коллективным подрядом на высокое чувство ответственности, профессионализм, инициативность подвергаются все работники треста Магнитострой, но в большей степени — управленцы, хозяйственные руководители всех уровней. От их перестройки в первую очередь зависит судьба нового дела. В этих условиях партийный комитет повышает спрос с командиров производства за порученный участок работы, усиливает контроль за деятельностью администрации, выполнением принимаемых решений по развитию и совершенствованию коллективного подряда. Для достижения указанных целей здесь стремятся использовать самые различные формы и методы политического воздействия на кадры.

Отчеты коммунистов-руководителей являются одним из эффективных средств повышения их ответственности за порученное дело. В условиях коллективного подряда спрос становится все более конкретным и ведется по ключевым аспектам ускорения и перестройки.

В настоящее время в тресте по каждому объекту подготовлены графики производства работ. В соответствии с ними субподрядные организации разработали графики движения специализированных бригад. Каждая бригада и каждый участок треста имеют свой график движения по объекту. Трестом определены годовой объем каждой бригаде и годовой фонд заработной платы. В строгом соответствии с графиками осуществляются поставки материалов, железобетонных конструкций и изделий.

Стремясь внести конкретный вклад в общий процесс ускорения социально-экономического развития страны и ознаменовать трудовыми достижениями 70-летие Великого Октября, коллективы треста Магнитострой и субподрядных организаций пересмотрели ранее принятые социалистические обязательства и наметили новые рубежи на 1987 г. и на двенадцатую пятилетку.

За счет полного использования организационно-экономических и социальных резервов, широкого внедрения передового опыта, перехода на двух- и трехсменный режим работы на 6 мес. раньше установленного срока намечено ввести в действие первую очередь кислородно-конвертерного цеха на Магнитогорском металлургическом комбинате и сдать ее в эксплуатацию 30 июня 1989 г. Труженики треста обязались задание двух лет двенадцатой пятилетки по объему строительно-монтажных работ на кислородно-конвертерном цехе выполнить досрочно к 70-летию Великого Октября.

Путем широкого внедрения достижений научно-технического прогресса, дальнейшей интенсификации строительного производства взято обязательство перевыполнить установленное на двенадцатую пятилетку задание по росту производительности труда на 10%. Намечено за два года увеличить выработку на 13% при плановом задании 9,5%. За пять лет коллективы треста обязались обеспечить рост годовой программы строительства в 1,6 раза.

Намечено все производственные мощности вводить в действие в нормативные сроки и досрочно в комплексе с объектами социальной инфраструктуры. За пятилетку строители обязались построить жилых домов общей площадью 800 тыс. м², в том числе 80 тыс. м² сверх плана. Ими намечено обеспечить опережающее строительство и реконструкцию собственной производственной базы, а установленную на 1987 г. программу строительно-монтажных работ на этих объектах выполнить досрочно к 7 ноября.

Строители треста наметили получить за пятилетку не менее 1 млн. р. сверхплановой прибыли, сэкономить около

4 тыс. т металла, 8 тыс. т цемента и 3 млн. кВт·ч электроэнергии, отработать на сэкономленных ресурсах ежегодно не менее двух дней.

Коллективы треста призвали всех строителей страны активно включиться в социалистическое соревнование за досрочное выполнение заданий 1987 г. и двенадцатой пятилетки, заверили ЦК КПСС, что приложат все силы для успешной реализации принятых высоких социалистических обязательств, внесут конкретный вклад в техническое перевооружение народного хозяйства.

Напряженность социалистических обязательств коллективов треста характеризуется полнотой учета в них использования всех имеющихся резервов. Наибольшую отдачу ожидается получить от реконструкции и модернизации предприятий. Так, в 1987 г. намечено на базе завода ЖБИ организовать два крупных самостоятельных предприятия на двух берегах р. Урала, модернизировать оборудование по производству сборного железобетона. В управлении Жилстрой треста намечено организовать дополнительные участки по монтажу объектов соцкультбыта, в управлении Оргжилстрой — по работам нулевого цикла. Запланировано ввести новые мощности на заводе КПД, построить ремонтные мастерские для управления механизации, реконструировать энергохозяйство на заводах ЖБИ и КПД. Реконструкция промышленных предприятий треста позволит не только усовершенствовать технологические процессы, но и существенно повысить качество продукции.

Среди инициаторов социалистического соревнования за достойную встречу 70-летия Великого Октября и выполнение плана двух лет двенадцатой пятилетки к этой знаменательной дате передовики и новаторы строительного производства: Б. А. Михайлов, Н. А. Фазаев, Л. Р. Вишневская и многие другие. Так, плотник-бетонщик А. П. Ефремов из управления Бетонстрой обязался ежедневно перевыполнять норму выработки, бригада монтажников С. Я. Павлова из управления Жилстрой обязалась на 10% повысить производительность труда и выполнить объем строительно-монтажных работ на сумму 2 млн. р. В ходе социалистического соревнования в 1,5 раза перекрывают нормы выработки коллективы бригад А. П. Ефремова, В. А. Рыжова, Н. В. Шашкова и С. А. Портнова.

Лидерами в социалистическом соревновании в честь юбилея Октября признаны коллективы бригад В. И. Денисова из СУ-4, В. П. Кондакова из управления Бетонстрой. Среди лучших комсомольско-молодежных коллективов бригады Л. И. Максимова из управления Отделстрой-2 и А. И. Яворской из Отделстрой-1.

Коллектив управления жилищно-коммунального хозяйства наметил в течение 1987 г. отремонттировать дополнительно к плановому заданию жилых домов общей площадью более 1 тыс. м², сэкономить 2 тыс. кг цемента, 3 тыс. шт. кирпича и 1 тыс. м труб.

Как показывает опыт работы треста Магнитострой, научно-технический потенциал накапливается здесь прежде всего за счет реализации планов по реконструкции. Эффективность реконструкции в решающей мере зависит от того, какие будут разработаны и внедрены прогрессивные технологии на производстве сборного железобетона. Совместно со специалистами в тресте ведется большая работа по оперативному внедрению в производство всего нового, прогрессивного. Этим и объясняются высокие показатели, которых достигают бригады и участки на заводах сборного железобетона.

На строительстве кислородно-конвертерного цеха трудятся много бригад арматурщиков и бетонщиков. В 1987 г. у них напряженная программа. Так, предстоит уложить 150 тыс. м³ монолитного железобетона. Лучших результатов на этом важном народнохозяйственном объекте добиваются бригады арматурщиков Н. А. Загоры и плотников-бетонщиков А. П. Ефремова.

В социалистических обязательствах коллективов бригад, занятых на бетонных работах, предусмотрено своевременное и оперативное внедрение прогрессивных конструкций, новой техники, средств механизации трудоемких работ. Так, для подачи жестких растворов внедрены установки типа ПБ-1, для срубки оголовков свай — установки с индивидуальным электроприводом.

Высокий энтузиазм рабочих, инженерно-технических работников и служащих треста Магнитострой является залогом успешного выполнения повышенных социалистических обязательств по достойной встрече 70-летия Великого Октября.

УДК 624.073

Ю. В. ЧИНЕНКОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Х. А. АКРАМОВ, канд. техн. наук (ТашПИ)

Исследования трехслойных стеновых панелей с гибкими связями

Применение трехслойных панелей стен с эффективным утеплителем и гибкими связями существенно снижает расход топлива и стоимость эксплуатации зданий. Они эффективны в производственных зданиях с повышенной влажностью и агрессивной средой, в районах с низкими температурами, в холодильниках и овощехранилищах, а также в районах, где нет легких пористых заполнителей и не освоено производство автоклавных ячеистых бетонов.

В качестве утеплителя используют пенополистирольный пенопласт и минераловатные жесткие и полужесткие плиты. Наружные слои панелей проектируют из тяжелого или легкого бетона класса В25 и соединяют между собой гибкими связями, защищенными от коррозии.

При проектировании панели рассчитывают на горизонтальную ветровую нагрузку в предположении раздельной, независимой работы наружных ее слоев. Экспериментально-теоретическими исследованиями НИИЖБ установлено, что благодаря использованию гибких связей и утеплителя слои работают совместно. Разработана методика расчета трехслойных конструкций для случая плоского изгиба*. Испытания конструкций проводили с целью проверки и совершенствования их расчета.

Испытано две панели для общественных зданий (сер. ИИ-04), две для сельскохозяйственных зданий (сер. 1.432.1-8) и две для промзданий (сер. 1.432-12/80). Длина опытных панелей — 6, высота — 1,2 м. Толщина панелей серии ИИ-04 (П-1 и П-2): внутреннего слоя 80, наружного 60 мм, утеплителя ФРП-1 — 70 мм (рис. 1). Слои армированы одной плоской сварной сеткой, располагаемой посередине сечения. В качестве рабочей арматуры внутреннего слоя использована сталь $\varnothing 8$ А-III, на-

ружного — проволока $\varnothing 4$ В-1. Слои соединены гибкими связями в виде подвесок и распорок, объединенных в сварные каркасы. Гибкие связи $\varnothing 8$ А-III расположены с шагом 1,2 м. Панели промышленных и сельскохозяйственных зданий имеют толщину внутреннего слоя 100, наружного 50 мм и утеплитель ПСБ толщиной 50 мм (см. рис. 1). Внутренний слой армирован пространственным каркасом, наружный — сварной сеткой. Предварительным анализом установлено, что армирование этих панелей может быть уменьшено. Поэтому

в двух из них (П-3 и П-4) арматура внутреннего слоя принята $\varnothing 6$ вместо $\varnothing 8$ А-III по проекту, а в двух других (П-5 и П-6) во внутреннем слое вместо пяти плоских каркасов по проекту установлено четыре, а в наружном вместо 12 стержней продольной арматуры установлено 7. Слои соединены гибкими связями в виде шпилек $\varnothing 10$ А-III с шагом 800 мм по две в каждом сечении. Шпильки установлены погружением в незатвердевший бетон внутреннего более толстого слоя после укладки на него утеплителя и арматурной сетки наружного слоя.

Для выявления влияния утеплителя на работу панелей из каждой пары панелей одну испытывали с утеплителем, другую — без него. Такая методика необходима для исследования панелей, в которых могут применяться утеплители разных видов, в том числе и не работающие совместно с железобетонными слоями или меняющие свойства во времени.

Панели испытывали на стенде на косяк изгиб, загружая гириями, независимо вертикальной и горизонтальной ветровыми нагрузками. Вертикальную на-

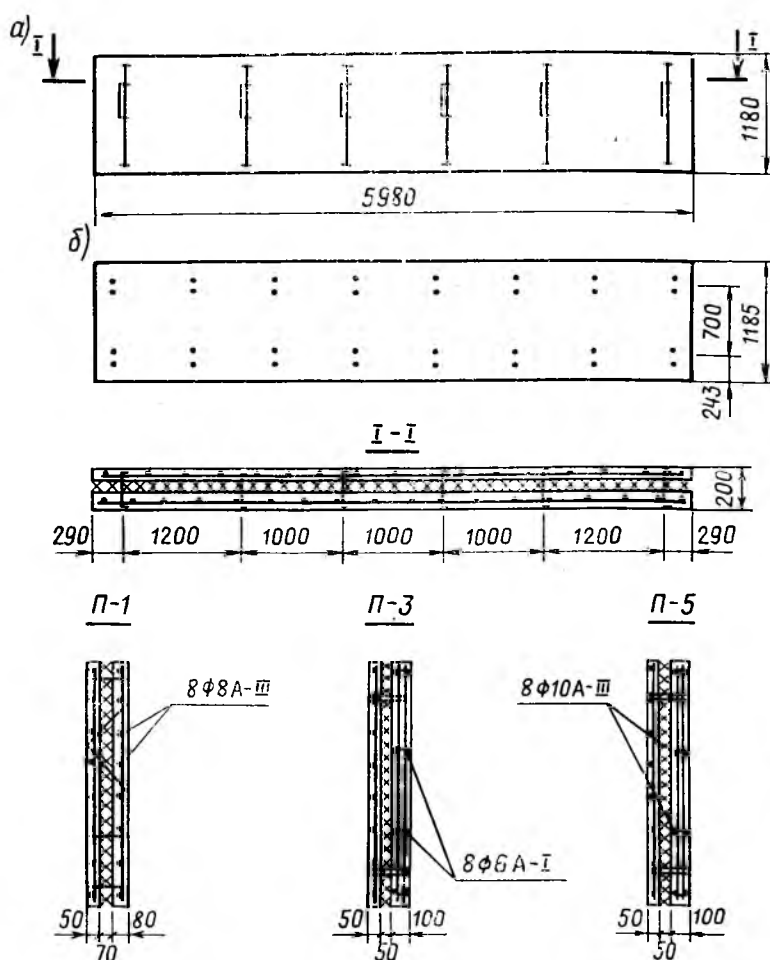


Рис. 1. Конструкция панелей
а — П-1, П-2; б — П-3...П-6

* Чиненков Ю. В. Расчет изгибаемых железобетонных трехслойных панелей с эффективным утеплителем и гибкими связями // Строительная механика и расчет сооружений. — 1982. — № 4. — С. 9—12.

грузку прикладывали отдельно к внутреннему и наружному слоям, а горизонтальную — к наружному слою в 8 сечениях по длине (рис. 2). Опирали панели в соответствии с проектом, на внутренний слой. На каждой опоре устанавливали три шара: один для опирания в вертикальной плоскости, два — в горизонтальной. Панели испытывали на нагрузки, соответствующие монтажным, которые являются для них наиболее неблагоприятными. При этом панель загружали вертикальной нагрузкой от собственного веса и горизонтальной — от ветрового напора. До расчетной панели нагружали только горизонтальной нагрузкой, а затем вертикальной и горизонтальной одновременно, не изменяя их соотношение, до разрушения. При испытании панелей измеряли горизонтальные и вертикальные перемещения внутреннего слоя, взаимные смещения слоев, деформации бетона и арматуры, раскрытие трещин.

Панель П-1 с затеками бетона, связывающими наружные слои, загружали нагрузкой, превышающей расчетную в 3,3 раза (20, 18 кН·м). При этом горизонтальное перемещение панели достигало 34 см ($1/17 l$), а ширина раскрытия трещин — 1 мм. Остальные панели разрушились по нормальному сечению в средней части пролета после достижения арматурой слоев предела текучести. К моменту разрушения горизонтальные перемещения составляли 18...25 см, раскрытие трещин 1,4...3 мм. Величины моментов от горизонтальных нагрузок для всех панелей превышали момент от расчетной нагрузки более чем в 1,4 раза, т. е. панели по прочности отвечали требованиям ГОСТ 8829—77.

Испытанные панели рассчитывали в предположении независимой работы слоев, с учетом совместной работы слоев вследствие применения гибких связей и утеплителя только на горизонтальную ветровую нагрузку и, кроме того, с учетом работы на косой изгиб. Как видно из таблицы, наличие вертикальной нагрузки незначительно влияет на горизонтальную нагрузку. Опытные величины разрушающих нагрузок оказались больше теоретических с учетом совместной работы слоев на 7...34%. Эти отличия являются в основном следствием более эффективной, не учитываемой расчетом, работы гибких связей (в зоне упрочнения стали) и утеплителя. Сравнение показывает, что расчет панелей при раздельной работе слоев недооценивает их несущую способность — фактические нагрузки превышают теоретические до 70%.

Во всех испытанных панелях (кроме П-6 с арматурой диаметром 10 мм и

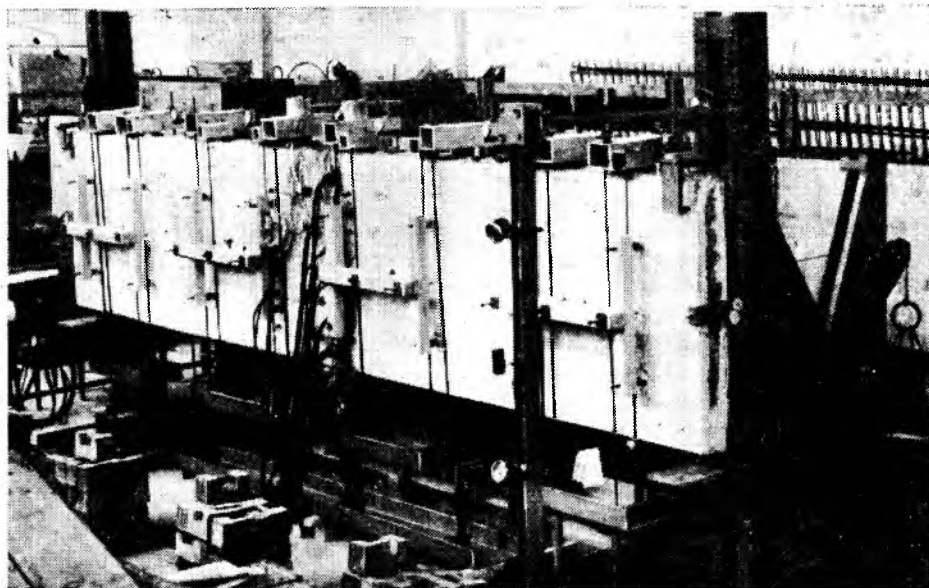


Рис. 2. Испытание панелей

без утеплителя) первые трещины появились при нагрузках выше эксплуатационных в средней части пролета со стороны внутренней грани. В панелях П-2, П-3 и П-4 трещины имели значительное раскрытие (0,25; 0,4 и 0,6 мм), в панелях П-5 и П-6 с большим армированием раскрытие было меньшим (0,15 и 0,2 мм). В панели с затеками бетона (П-1) ширина раскрытия трещин при появлении не превышала 0,1 мм.

Фактические нагрузки трещинообразования сравнивали с теоретическими по СНиП 2.03.01—84 из расчета на горизонтальную нагрузку. При этом учитывали значительное влияние на трещиностойкость панелей способа армирования слоев. Основанием этому послужили испытания на изгиб отдельных железобетонных слоев и трехслойных элементов, предшествующие испытанию панелей. Они показали, что при двойном армировании слоев расчет трещиностойкости можно проводить по действующим нормам, а при одинарном армировании по оси слоев такой расчет пере-

оценивает трещиностойкость. Более близкие к опытным результаты дает расчет без учета пластических деформаций бетона растянутой зоны по формулам сопротивления материалов, полагая, что при достижении в крайних волокнах напряжений, равных прочности бетона на растяжение, образуются трещины. Отличие в запас для четырех панелей составляет 7...14% и лишь для одной панели (П-3) трещины при испытании появились несколько раньше, чем предполагалось по расчету. Опыты подтвердили существенное влияние утеплителя на совместную работу слоев — нагрузка при появлении трещин вследствие применения утеплителя выросла более чем на треть. Расчет панелей в предположении раздельной работы слоев дает нагрузки трещинообразования меньше фактических (отличие 1...70%).

Относительные горизонтальные перемещения панелей при эксплуатационной нагрузке составляли ($1/580...1/1657 l$), что значительно меньше допускаемой нормами $1/200 l$ (2,9 см). Прогибы панелей при эксплуатационной нагрузке не пре-

Панели	R, МПа	$E \cdot 10^{-3}$, МПа	Армирование внутреннего слоя, мм	$\sigma_{0,2}$, МПа	M_p , кН·м	Прочность, кН·м						Появление трещин, кН·м		Горизонталь- ные переме- ния, см				
						Опыт	Расчет				Опыт	Расчет	Опыт	Расчет				
							M_p^0	на гори- зонталь- ную на- грузку		на косой изгиб					M_T^0	M_T^T		
								M_p^{T1}	M_p^0 / M_p^{T1}								M_p^{T2}	M_p^0 / M_p^{T2}
П-2*	38,6	34,5	808	495	6,06	13,02	10,75	1,21	10,65	1,22	7,57	7,01	1,08	8,90	7,33	1,21		
П-3	23,2	25,3	806,5	316	5,12	11,02	10,50	1,05	10,27	1,07	7,25	8,48	0,85	3,55	2,99	1,18		
П-4*	23,2	25,3	806,5	316	5,12	8,12	7,52	1,08	7,02	1,16	5,80	5,43	1,07	4,95	4,49	1,10		
П-5	27,6	27,8	8010	355	8,75	22,87	17,41	1,31	17,00	1,34	9,80	8,73	1,12	4,75	4,53	1,05		
П-6*	27,6	27,8	8010	355	8,75	15,62	13,14	1,19	12,75	1,20	6,80	5,97	1,14	10,00	7,22	1,39		

* Панели без утеплителя.

вышали 0,1 мм. Горизонтальные перемещения панели с затеками бетона (П-1) оказались в 3,6 раза меньше, чем панели-близнеца П-2.

При расчете с учетом совместной работы наружных слоев вследствие применения гибких связей и утеплителя как составных стержней горизонтальные перемещения отличаются от замеренных при испытаниях в пределах 21%. Прогiby, найденные в предположении раздельной работы слоев панели, значительно (до 80%) больше опытных.

С образованием трещин жесткость трехслойных панелей существенно снижается. При этом смещения слоев становятся такими, при которых напряжения в гибких связях достигают предела текучести. Поэтому трехслойные панели следует проектировать из условия недопущения в них трещин при эксплуатационных нагрузках. Если же трещины все же образуются (например, в панелях больших пролетов, в панелях-перемычках при больших площадях остекления и др.), то конструкцию связей необходимо менять. Одним из возможных вариантов в этом случае являются связи в виде треугольной решетки. При этом слои панели будут работать совместно, как в монолитной конструкции.

Панели со сниженным расходом арматуры, разработанные НИИЖБ совместно с ЦНИИЭПсельстроем, изготавливают с 1982 г. на Куровском заводе ЖБИ. При использовании данных рекомендаций по расчету и конструированию панелей расход стали снижается до 22%.

Выводы

Проведенный анализ и испытания свидетельствуют о наличии резервов в типовых конструкциях, рабочую арматуру которых можно уменьшить. Наряду с типовыми исследованы и конструкции с уменьшенным армированием. Все они отвечают требованиям действующих норм по прочности, жесткости и трещиностойкости и могут быть рекомендованы для применения в строительстве.

Панели рекомендуется рассчитывать с учетом совместной работы слоев. В целях упрощения допустимо рассчитывать панели на действие только ветровой горизонтальной нагрузки.

При эксплуатационных нагрузках в панелях с гибкими связями не должно допускаться образования трещин. При этом элементы, армированные одиночными сетками по оси сечения, рекомендуется по образованию трещин рассчитывать по формулам сопротивления материалов без учета пластических деформаций бетона.

А. А. СВЕТОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. А. ПЕЛЕХОВ, Б. В. КУКУШКИН, инженеры (Ногинской з-д ЖБИ)

Совершенствование преднапряженных ребристых плит покрытий промзданий

НИИЖБ совместно с Ногинским заводом ЖБИ исследовал ребристые плиты размером 3×6 м со смешанным армированием, при котором часть рабочей арматуры продольных ребер предварительно напряженная, а другая часть — ненапрягаемая. Такое армирование имеет свои преимущества: появляется возможность уменьшать усилия обжатия бетона ребер и снижать массу силовых форм, обрывать ненапрягаемые стержни в соответствии с расчетной эпюрой изгибающих моментов. Это позволяет экономить более 9 кг металла на 1 м³ изделия, или 0,5 кг на 1 м² покрытия, снижать технологическую энергоемкость за счет уменьшения усилия обжатия бетона.

Были разработаны, изготовлены и испытаны по методике НИИЖБ плиты с различными вариантами смешанного армирования продольных ребер. Опалубочные размеры, армирование поперечных ребер, полки плиты и конструктивное армирование приняты по ГОСТ 22701.1—77 для плиты марки ПГ-5А1VТ.

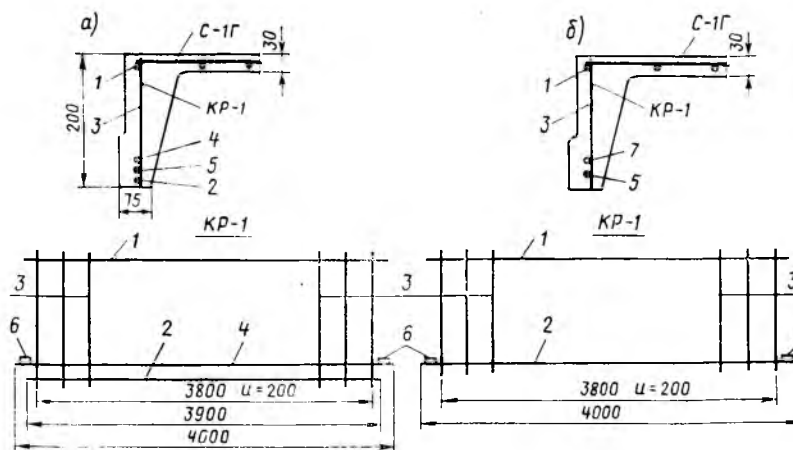
Расположение рабочих стержней в продольном ребре плит показано на схеме (см. рисунок). Основные характеристики материалов даны в табл. 1. Длина укоро-

ченных (оборванных) рабочих стержней в соответствии с эпюрой изгибающих моментов принята равной 4 м.

В первом варианте армирования продольных ребер проверяли возможность совместного использования напрягаемой арматуры класса А-IV с ненапрягаемой арматурой класса А-III; соотношение между напрягаемой и ненапрягаемой арматурой в данном случае составило $\frac{F_a}{\Sigma F} \times 100 = 43\%$.

Во втором варианте проверяли возможность полного использования напрягаемой арматуры одного класса при соотношении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, составившем $\frac{F_a}{\Sigma F} \times 100 = 50\%$.

Следует отметить конструктивную особенность укороченных ненапрягаемых стержней в плоском каркасе. Как следует из рассмотрения первого варианта каркаса КР-1, в его растянутой части смонтированы два ненапрягаемых стержня 1 Ø 14 А-III, во втором варианте в растянутой части смонтирован один ненапрягаемый (оборванный) стержень 1 Ø 16 А-IV. Как показал опыт, такое решение оказалось удобным в производ-



Армирование продольных ребер плит размером 3×6 м

а — первый вариант, плита № 1; б — второй вариант, плита № 2; 1 — 1 Ø 5 В-1; 2 — 1 Ø 6 А-III; 3 — вертикальные стержни каркаса; 4 — 1 Ø 14 А-III (ненапрягаемый стержень $l=4000$ мм); 5 — 1 Ø 16 А-IV (напрягаемый стержень $l=6000$ мм); 6 — анкерующий стержень; 7 — 1 Ø 16 А-IV (ненапрягаемый стержень $l=4000$ мм)

стве, оно позволяет варьировать число оборванных стержней в составе плоского каркаса.

Прочность приопорных участков продольных ребер по наклонному сечению при совместном действии поперечной силы и крутящего момента, по расчету [1], обеспечивалась сечением ребра и пространственным U-образным каркасом, установленным в 1250 мм от закладной детали, а также напрягаемым стержнем $\varnothing 16$ А-IV, доведенным до опоры. Конструкция пространственного U-образного каркаса принята по ГОСТ 22701.1—77.

В ходе эксперимента проверяли совместную работу напрягаемой и ненапрягаемой арматуры на различных стадиях напряженно-деформированного состояния плит, изучалось влияние ненапрягаемой арматуры на трещиностойкость, жесткость и прочность ребристых плит при смешанном армировании.

При испытании плиты нагружали отдельными бетонными блоками массой 50 кг. Схема опирания плит и распределение нагрузки обеспечивали изгиб в продольном и поперечном направлениях. На каждой ступени нагружения в зоне максимального изгибающего момента по нормальным сечениям и на приопорных участках продольных ребер по наклонному сечению тензотрами измеряли деформации бетона. Прогобы фиксировали прогибомерами с ценой деления 0,01 мм, расположенными посередине пролета продольных и среднего поперечного ребер. Деформации в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре измеряли глубинными тензотрами в зоне максимального изгибающего момента.

Поведение плит при постепенном нагружении характеризовалось отношением нагрузки, при которой появились первые трещины, что было зафиксировано приборами в зоне действия максимального изгибающего момента, к нормативной, а к моменту разрушения — отношением разрушающей нагрузки к расчетной (коэффициент С).

Особенность поведения продольных ребер плит со смешанным армированием заключается в замедленном с ростом нагрузки раскрытии трещин. Первые трещины с раскрытием $a_r = 0,05$ мм на следующей ступени нагружения раскрывались слабо, но появлялись новые трещины, располагавшиеся между возникшими ранее. Возникали часто расположенные вертикальные трещины, заметное раскрытие которых происходило лишь за пределами расчетной нагрузки. Это явление оказало положительное влияние на повышение жесткости и снижение перемещений (прогибов).

При полной нормативной нагрузке

Таблица 1

Марка плиты	Прочность бетона, кгс/м ²	Армирование продольных ребер		Армирование поперечных ребер		Выгиб продольного ребра, мм	Толщина полки, мм
		число стержней в одном ребре	контролируемое преднапряжение, кгс/см ²	торцевого	среднего		
ПГ-5АIVT 6×3	216/450	1 $\varnothing$ 16 А-IV 1 $\varnothing$ 14 А-III 1 $\varnothing$ 6 А-III	6240	1 $\varnothing$ 14 А-III	1 $\varnothing$ 14 А-III	6	30
ПГ-5АIVT 6×3	210/300	1 $\varnothing$ 16 А-IV 1 $\varnothing$ 16 А-IV	6141	1 $\varnothing$ 14 А-III	1 $\varnothing$ 14 А-III	10	28,5

Примечание. Перед чертой — при отпуске натяжения арматуры; после черты — при испытании.

Таблица 2

Марка плиты	Разрушающий момент в середине пролета, тс·м		Момент, соответствующий появлению трещин, тс·м		Прогиб при кратковременной нормативной нагрузке	
	$M_{раз}^{оп}/M_{раз}^{т}$	$\frac{M_{р}^{оп}-M_{р}^{т}}{M_{р}^{т}} \times 100\%$	$M_{тр}^{оп}/M_{тр}^{т}$	$\frac{M_{тр}^{оп}-M_{тр}^{т}}{M_{тр}^{т}} \times 100\%$	$f^{оп}/f^т$	$\frac{f^{оп}-f^т}{f^т} \cdot 100\%$
ПГ-5АIVT 6×3	13,04/11,92	+9,6	7,500/6,249	+20,0	11,25/12,85	-12,5
ПГ-5АIVT 6×3	14,25/14,07	+1,28	7,500/6,260	+19,8	12,5/12,1	+3,5

530 кгс/м² общее перемещение составило 20 мм, с учетом выгиба от обжатия прогиб был равен 10 мм, или 1/600 пролета. Жесткость продольных ребер оказалась достаточно высокой.

К моменту достижения условного предела текучести несущая способность плит характеризовалась раздроблением бетона сжатой зоны продольных ребер и полки плиты одновременно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре в зоне максимального изгибающего момента.

На всех этапах от начала нагружения до исчерпания несущей способности плит отмечалась монолитная работа узлов сопряжения средних и крайних поперечных ребер с продольными. Это подтверждалось характером напряженно-деформированного состояния продольного ребра в зоне максимального изгибающего момента, который оценивался по деформациям бетона по высоте сечения ребра. Полка полностью вовлекалась в работу продольных ребер вплоть до достижения текучести в растянутой арматуре. Прочность продольных ребер по наклонному сечению на приопорных участках, ослабленных обрывом одного рабочего стержня, не доведенного до опоры, оказалась достаточной. Наклонных трещин на опорных участках не наблюдалось.

Расчет прочности продольных ребер от действия изгибающего момента проводили по методике СНиП II-21-75, предполагая полностью использовать фактические механические характеристики напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Механические характеристики были получены при исследовании отдельных

стержней, вырезанных из плит после их испытания. Начальное преднапряжение стержней в пределах 6200 кгс/см² на характер распределения деформации влияния не оказало. Значение условного предела текучести напрягаемых и ненапрягаемых стержней совпадало.

Для определения фактической прочности бетона на сжатие использовали контрольные кубы, изготовленные одновременно с плитами. Из сопоставления значений опытных и расчетных моментов по прочности видно, что они хорошо совпадают.

Расхождение находится в пределах разброса точности эксперимента и идет в запас прочности (табл. 2).

Из сопоставления значений опытных и расчетных моментов появления трещин видно, что опытные моменты превышают теоретические до 20%, что объясняется учетом благоприятного влияния ненапрягаемой арматуры на уменьшение потерь преднапряжения от усадки и ползучести. Такие же результаты были получены при исследовании ребристых плит 3×12 м со смешанным армированием [2].

Опыт освоения ребристых плит размером 3×6 м на Ногинском заводе ЖБИ и результаты их испытаний позволяют рекомендовать плиты со смешанным армированием для массового применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Светов А. А. О пространственной работе типовых ребристых панелей плит покрытий производственных зданий / ЦИНИС. — М., 1979. — Вып. 3. — С. 38.
2. Светов А. А. Ребристые плиты покрытий с экономичным смешанным армированием // Бетон и железобетон. — 1981. — № 1. — С. 7.

Использование заполнителей из дробленого бетона

В МИСИ им. В. В. Куйбышева проведены исследования заполнителей из дробленого бетона. При этом была принята во внимание некоторая противоречивость данных [1...6] и малочисленность публикаций по свойствам бетона на таких заполнителях, а также важность проблемы эффективного использования вторичных ресурсов, энергосберегающих технологий и защиты окружающей среды от возрастающих отходов производства.

Свойства бетона изучали на образцах-кубах с ребром 10 см и призмах размером 10×10×40 см.

В качестве исходных материалов использовали (на 1 м³): для состава I (прочностью на сжатие около 20 МПа) — портландцемент Подольского цементного завода (активностью $R_{ц}=50$ МПа) — 200 кг; щебень природный гранитный, известняковый или из дробленого бетона фракций 3...10 или 11...25 мм — 1300 кг; мелкий заполнитель Мз — кварцевый песок средней крупности или отсеvy дробленого бетона фракции менее 3 мм — 650 кг; вода — 130 л; $B/C=0,65$; для состава II (прочностью на сжатие около 40 МПа) — соответственно Ц — 400 кг; Ш — 1200 кг; М.з. — 600 кг; В — 200 л; $B/C=0,50$.

В некоторые замесы вводили добавку — суперпластификатор С-3 в количестве 0,5% массы цемента.

Бетонные образцы хранились в нормальных условиях, их испытания на сжатие, изгиб, раскалывание проводили в соответствии с ГОСТ 10180—78, ГОСТ 24452—80, ГОСТ 24544—81 в возрасте 7, 14 и 28 сут.

Для получения вторичных заполнителей эталонные образцы на природных заполнителях после испытаний в возрасте 28 сут разрушали путем сжатия на прессе до получения кусков размерами 50...80 мм с последующим измельчением в щековой дробилке. Вторичный заполнитель разделяли на три фракции: менее 3, 3...10 и 11...25 мм. С использованием этих заполнителей, а также из сме-

сей с природными заполнителями (по 50%) изготавливали образцы.

Результаты испытаний образцов-кубов на сжатие (с учетом коэффициента 0,91 при пересчете на куб с ребром 15 см)

графически представлены на рис. 1. Бетоны на крупном заполнителе фракции 11...25 мм из дробленого бетона класса В40 на гранитном щебне имеют практически такую же прочность, как на запол-

Характеристика составляющих бетона				Снижение (—), повышение (+), % прочности образцов бетона в сравнении с эталонными при испытаниях на			Изменение модуля упругости, %
Крупный заполнитель фракции 11...25 мм	Мелкий заполнитель	В/Ц	Наличие (+) добавки С-3	сжатие	раскалывание	изгиб	
Щебень природный	Песок кварцевый	0,50	—	0 0	0 0	0 0	0 0
Дробленый бетон класса В40	То же	0,50	—	+0,5 —3,0	—2,8 —3,3	—2,6 —4,8	—8,7 —11,2
То же	—>—	0,45	—	+6,5 +3,5	+1,5 +3,3	+3,8 —1,0	—5,3 —7,1
—>—	—>—	0,55	—	—9,8 —9,2	—7,4 —7,5	—9,3 —7,2	—14,5 —20,0
—>—	—>—	0,50	+	+11,3 +8,1	+8,9 +6,5	+8,8 +8,3	+13,7 +10,8
Дробленый бетон класса В20	—>—	0,50	—	—5,4 —7,6	—9,5 —9,1	—8,3 —11,2	—22,3 —27,7
То же	—>—	0,45	—	+1,8 —1,0	—4,5 —6,6	—3,7 —4,2	—19,8 —23,5
—>—	—>—	0,55	—	—14,8 —14,7	—14,1 —16,0	—17,0 —15,3	—25,7 —32,8
—>—	—>—	0,50	+	+4,7 +0,8	0 —1,1	0 —2,7	—10,0 —14,1
Дробленый бетон классов В40 и В20 (по 50%)	—>—	0,50	—	—2,1 —5,8	—14,1 —5,2	—5,6 —8,0	—15,3 —19,1
То же	—>—	0,45	—	+4,0 +0,8	—1,1 —1,2	0 —1,3	—10,4 —13,1
—>—	—>—	0,55	—	—12,3 —12,2	—8,8 —11,2	—14,6 —10,1	—20,8 —25,5
—>—	—>—	0,50	+	+9,8 +5,0	+3,7 +2,0	+2,8 +2,1	+2,8 +2,3
—>—	Отсев дробленого бетона	0,50	—	—23,2 —27,3	—21,6 —24,1	—22,8 —22,5	—33,6 —37,8
—>—	То же	0,50	+	—36,8 —37,6	—30,3 —36,8	—31,3 —32,2	—49,2 —51,5
—>—	Песок кварцевый и отсев дробленого бетона (по 50%)	0,50	—	—12,1 —13,2	—12,9 —12,6	—14,2 —13,5	—25,6 —30,4
—>—	То же	0,50	+	—3,5 —4,2	—2,0 —7,3	—2,7 —8,6	—11,2 —14,0

Примечания. 1. Первые две строки относятся к эталонному бетону (на природных заполнителях). 2. Над чертой — данные для бетона на крупном заполнителе фракции 11...25 мм из гранитного щебня или из дробленого бетона на гранитном щебне, под чертой — на известняковом щебне или из дробленого бетона на известняковом щебне.

нителе той же крупности из первичных природных материалов (гранитных). Бетоны на крупном заполнителе фракции 11...25 мм из дробленого бетона класса В40 на известняковом щебне несколько снизили прочность по сравнению с эталонным на природном известняковом заполнителе.

Для крупных заполнителей всех видов из дробленого бетона класса В20 прочность несколько ниже (на 5...10%) прочности эталонного на природных заполнителях. С уменьшением крупности вторичного заполнителя (с 11...25 до 3...10 мм) прочность при прочих равных условиях существенно снижается — наибольшее ее снижение характерно для бетона на вторичном известняковом заполнителе (около 23%) и примерно вдвое меньшее — на гранитном (бетон класса В40).

Прочность на сжатие образцов на смесях вторичных заполнителей (по 50% из дробленых бетонов классов В40 и В20) занимает промежуточное положение между показателями для указанных классов и всегда ниже прочности эталонного бетона на природных заполнителях. При замене мелкого природного заполнителя (из кварцевого песка средней крупности) заполнителем из дробленого бетона (фракции менее 3 мм) при B/C , равном 0,65 и 0,50, прочность снижается в среднем на 20% для бетона на вторичном гранитном, и на 24% — для бетона на вторичном известняковом заполнителях.

Использование в бетонах на первичных и вторичных гранитных и известняковых заполнителях фракций 3...10 и 11...25 мм добавки С-3 обеспечивает примерно одинаковое повышение прочности (около 13% при $B/C=0,50$).

Следовательно, применение крупных заполнителей с добавкой С-3 (где мелкий — природный кварцевый песок или смесь кварцевого песка и отсева дробленого бетона по 50%), снижение водоцементного отношения или повышение активности цемента заметно увеличивают прочностные показатели бетона на вторичных заполнителях.

Аналогично проявляются свойства бетона на вторичных заполнителях при испытаниях образцов-призм на изгиб (рис. 2) и раскалывание. Изменения его свойств по сравнению с эталонным бетоном на природных заполнителях приведены в таблице.

Применение заполнителей из дробленого бетона оказывает влияние на удобоукладываемость смеси, плотность и деформативность материала.

Если осадка конуса смеси при B/C , равном 0,65 и 0,50, на крупном гранитном заполнителе равна соответственно 3,0 и 2,4 см, на известняковом — 2,8 и

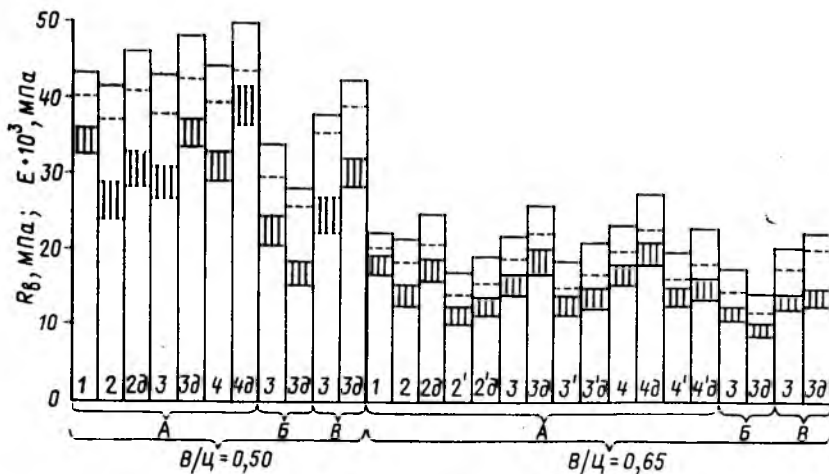


Рис. 1. Диаграмма значений кубиковой прочности R_b (в пересчете на стандартный куб с ребром 15 см) и модуля упругости бетона E_b в возрасте 28 сут в зависимости от заполнителей и B/C

Мелкий заполнитель: А — кварцевый песок; В — дробленый бетон; В — смесь из кварцевого песка и дробленого бетона (по 50%). Крупный заполнитель: 1 — природный фракции 11...25 мм; 2 и 2' — из дробленого бетона класса В20 соответственно фракций 11...25 и 3...10 мм; 3 и 3' — смесь заполнителя из дробленого бетона классов В20 и В40 (по 50%) соответственно фракций 11...25 и 3...10 мм; 4 и 4' — вторичный из дробленого бетона класса В40 соответственно фракций 11...25 и 3...10 мм. Индекс «д» — бетоны с добавкой С-3; — — — — — уровень прочности бетона на гранитных (первичных и вторичных) заполнителях, — — — — — то же, на известняковых. Верхний и нижний уровни заштрихованных столбиков показывают значения модуля упругости бетона соответственно на гранитных и известняковых (первичных и вторичных) заполнителях

2,2 см, то на аналогичных вторичных заполнителях О.К.=0 во всех случаях, и лишь введение добавки С-3 позволяет повысить О.К. до 2,4 и 2,2 см для вторичного крупного гранитного заполнителя и до 2,2 и 2,0 — для известнякового. С уменьшением фракции вторичного заполнителя до 3...10 мм введение добавки С-3 повышает О.К. лишь до 1,6 см при обоих видах вторичного заполнителя.

Плотность бетона на вторичных заполнителях крупностью 11...25 мм при B/C , равном 0,65 и 0,50, ниже его плотности на первичных заполнителях на

3...6%. Плотность бетона на вторичных гранитных и известняковых заполнителях крупностью 3...10 мм при $B/C=0,65$ снижается по сравнению с бетоном на первичных заполнителях примерно на 9%.

Применение вторичных заполнителей увеличивает деформативность бетона — она тем больше, чем меньше крупность заполнителя и прочность первичного бетона, а также при замене гранитного заполнителя известняковым.

Увеличение усадки бетона на вторичных заполнителях (по сравнению с усадкой бетона на природных заполнителях)

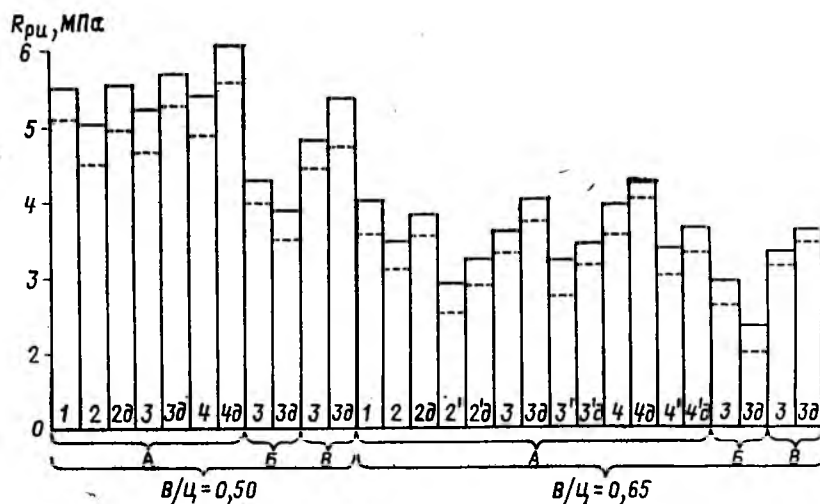


Рис. 2. Диаграмма значений прочности на растяжение при изгибе $R_{p,и}$ призм бетона в возрасте 28 сут в зависимости от используемых заполнителей и состава бетонной смеси (обозначения те же, что и на рис. 1)

характеризуется следующими данными, %:

На заполнителях фракции 11...25 мм из дробленого бетона В40 на гранитном щебне	около 8
То же, класса В20	25...32
На заполнителях фракции 11...25 мм из дробленого бетона класса В40 на известняковом щебне	около 20
То же, класса В20	29...41
Мелкозернистый на заполнителях фракции 3...10 мм из дробленого бетона класса В40 на гранитном щебне	в среднем 43
То же, класса В20	в среднем 75
То же, класса В40 на известняковом щебне	в среднем 58
То же, класса В20	в среднем 85

Деформативность бетонов с добавкой С-3 на вторичных крупных заполнителях примерно на 10% ниже деформативности бетонов на природных заполнителях без добавки.

Как видно из таблицы, модуль упругости бетона на вторичных заполнителях всегда ниже модуля упругости эталонного на природных заполнителях. Но с добавкой С-3 модуль упругости бетона

на крупных вторичных заполнителях повышается.

Выводы

Заполнители из дробленого бетона наиболее рационально применять крупных фракций (начиная с 11 мм), так как при этом достигаются прочностные показатели бетона, сопоставимые с соответствующими показателями бетона на природных заполнителях (при условии, что класс прочности дробимого бетона близок к проектируемому).

При использовании заполнителя фракции 3...10 мм из дробленого бетона заметно ухудшаются прочностные свойства и возрастает его деформативность под нагрузкой, что может быть компенсировано (во избежание перерасхода цемента) введением в смесь суперпластификатора С-3 в количестве 0,5% массы цемента.

Применение мелкого заполнителя (отсевов из дробленого бетона фракции менее 3 мм) резко ухудшает прочностные

свойства бетона и не может быть рекомендовано для составов с проектируемой прочностью.

Удобоукладываемость (пластичность) смеси на заполнителях из дробленого бетона ухудшается, для чего в необходимых случаях целесообразно использовать пластифицирующие добавки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алексеенко С., Батанов О. Реанимация железобетона. // Техника и наука. — 1986. — № 6. — С. 17.
2. Липей О. А., Крылов Б. А., Дмитриев А. С. Заполнители из дробленого бетона // Бетон и железобетон. — 1981. — № 5. — С. 22—24.
3. Malhotra V. Recycled Concrete—a New Aggregate//Canadian J. of Civil Engineering. — 1978. — №1. — V.5. — P.42—52.
4. Persike M., Iahn H. Wiederaufbereitung von Fischbetonrestmengen//Betontechnik. — 1984. — №3. — S.5. 68—70.
5. Robertson I. L. Concrete Recycling Uses Standart Crushing Equipment//Rock Products. — 1982. — №9. — V.85. — P.45—48, 50.
6. Tolton T. Concrete Recycling Provides On-Site Aggregate Source//Engineering and Contract Record. — 1984. — №6. — V.79. — P. 46, 47, 50.

УДК 691.327:539.4

И. М. КРАСНЫЙ, канд. техн. наук

О механизме повышения прочности бетона при введении микронаполнителя

Применение микронаполнителей (зол ТЭЦ, молотых минеральных материалов, диатомита и др.), позволяет экономить цемент. Тем не менее, в некоторых случаях эти добавки лишь повышают водопотребность бетонной смеси, вследствие чего экономия цемента оказывается незначительной или вовсе отсутствует. Объясняется это недостаточной изученностью добавок непосредственно в бетонах и отсутствием четкого представления о механизме их действия.

Особый интерес представляют те случаи, когда при введении микронаполнителей повышается прочность бетона при одновременном росте водопотребности бетонной смеси и водоцементного отношения, что не согласуется с общими представлениями и законом водоцементного фактора. Явление это в дальнейшем будем называть эффектом микронаполнителя.

Экспериментальные данные исследования приведены в табл. 1. В опытах использовали цемент Воскресенского завода марки 400; речной песок с M_k 1,65 и 1,7; щебень гранитный с размером зерен

5...20 мм; золу Ступинской ТЭЦ (Z_1) с удельной поверхностью $S=344 \text{ м}^2/\text{кг}$ и содержанием CaO 1,8%; золу Новосибирской ТЭЦ (Z_2), $S=480 \text{ м}^2/\text{кг}$, CaO 26,8%; диатомит Уренгойского месторождения (D) и молотый песок P_m , $S=400 \text{ м}^2/\text{кг}$. Образцы с добавкой P_m , Z_1 и Z_2 твердели в нормальных условиях, а с добавкой D — в тех же условиях после предварительного пропаривания. Определяли также объемную массу уплотненной смеси γ , объем остаточного воздуха V_a и прочность при сжатии R , а также рассчитывали расход цемента и плотность упаковки зерен смеси d .

Из табл. 1 видно, что при добавке P_m и Z_1 в мелкозернистые бетоны (составы 1...7) и в бетон со щебнем (составы 15...17) в оптимальных количествах в сравнении с бетонами без добавок (эталонами) R возросло в 1,4...1,8 раза. При этом B/C оставалось для каждого вида бетона постоянным. При добавке Z_2 и D (составы 8...14) R возросло в 1,9...2,6 раза при одновременном значительном увеличении B/C .

Ранее [1] установлено, что при добав-

ке P_m в автоклавные мелкозернистые бетоны в количествах, заведомо больших стехиометрических, R возрастает при неизменном B/C , что связано с одновременным повышением d . Однако такое объяснение недостаточно, поскольку оно не согласуется с данными табл. 1, где эффект микронаполнителя, например в составах 4...7 и 11...14 отмечается при значительном уменьшении d , вызванном увеличением водопотребности смеси. В составах 1...3 d несколько увеличивалась, но возрастало и V_a , что должно было бы снизить R .

Чаще всего положительное влияние микронаполнителя связывают с его гидравлической активностью. Однако и это объяснение не может быть принято, поскольку опыты свидетельствуют о том, что смесь извести с P_m состава 1:3 в нормальных условиях не твердеет, а с золой Z_1 — обладает незначительной прочностью (1,1 МПа). Лишь при пропаривании образцов с добавкой Z_2 прочность их составила 13,2 МПа. Эта зола при испытании по методике испытания цемента имеет марку 100. Объяснить эф-

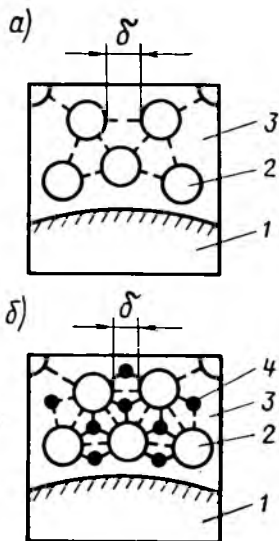
Таблица 1

№ состава	Состав бетона по массе	В/Ц	Ц, кг/м³	Удобук-ладываемость	V _B , %	d	γ, кг/м³	R, МПа, в возрасте, сут		
								7	28	60
1	Ц : П = 1 : 3 эталон	0,70	453	7*	2,4	0,66	2129	9,9	13,2	14,5
2	Ц : П : П _м = 1 : 3 : 0,25	0,70	431	5*	3,1	0,67	2136	12,4	16,4	19,0
3	Ц : П : П _м = 1 : 3 : 0,5	0,70	412	3,5*	3,6	0,68	2140	15,0	20,0	23,5
4	Ц : П = 1 : 4,06 эталон	0,57	382	5	—	0,71	2151	—	18,3	—
5	Ц : П : З ₁ = 1 : 3,05 : 0,34	0,57	422	5	—	0,69	2099	—	28,0	—
6	Ц : П : З ₁ = 1 : 2,13 : 0,53	0,57	485	8	—	0,66	2051	—	34,0	—
7	Ц : П : З ₁ = 1 : 1,56 : 0,67	0,57	524	6	—	0,61	1993	—	32,8	—
8	Ц : П : З ₁ = 1 : 3,62 : 0,67	0,57	374	3	5,9	0,73	2210	—	39,6	—
9	Ц : П : З ₁ = 1 : 3,73 : 1,24	0,67	334	4	5,3	0,72	2220	—	40,2	—
10	Ц : П : З ₁ = 1 : 3,72 : 2	0,77	297	3	5,5	0,72	2223	—	47,4	—
11	Ц : П = 1 : 3 эталон	0,70	430	2,6*	—	0,63	2021	—	12,2	—
12	Ц : П : Д = 1 : 2,75 : 0,25	0,95	397	3,8*	—	0,59	1965	—	26,0	—
13	Ц : П : Д = 1 : 2,5 : 0,5	1,20	366	3,6*	—	0,55	1903	—	26,2	—
14	Ц : П : Д = 1 : 2 : 1	1,55	315	3,7*	—	0,50	1750	—	23,4	—
15	Ц : П : Ш = 1 : 2,4 : 3,6	0,67	306	5	—	0,79	2351	15,1	23,7	—
16	Ц : П : Ш : П _м = 1 : 2,3 : 3,45 : 0,25 эталон	0,67	308	6	—	0,79	2365	24,4	31,6	—
17	Ц : П : Ш : П _м = 1 : 2,2 : 3,3 : 0,5	0,67	305	5	—	0,8	2340	28,0	33,7	—

* О. К., см, в остальных случаях Ж, с.

фект микронаполнителя при добавке З₂ ее собственной активностью невозможно по причине значительного роста прочности (18,3...47,4 МПа).

Для выяснения механизма эффекта микронаполнителя рассмотрим модель уплотненной бетонной смеси (см. рисунок), т. е. смеси, в которой вода заполняет весь межзерновой объем с некоторым избытком, образующим вокруг твердых частиц слой δ, необходимый для прида-



Модель уплотненной бетонной смеси

а — без добавки микронаполнителя; б — с добавкой микронаполнителя; 1 — заполнитель; 2 — зерна цемента; 3 — вода; 4 — зерна микронаполнителя

Таблица 2

Расход материалов, кг/м³			В/Ц	О. К., см	Прочность при сжатии, МПа, в возрасте, сут.		
цемент	песок и щебень	кварцевая пыль			7	28	90
208	2031	—	0,70	10	13,9	20,3	23,9
208	2104	24	0,71	10	19,5	33,8	38,5
237	1994	—	0,67	10	17,9	26,3	30,5
237	1973	24	0,63	11	25,1	36,3	42,2
297	1936	—	0,55	12	28,5	36,3	44,1
297	1923	24	0,53	11	31,9	44,0	51,0

ния смеси текучести, а остаточный воздух распределен в виде отдельных пузырьков (для упрощения модели не показан).

Как известно, зависимость $R - B/C$ отражает то обстоятельство, что с изменением B/C пропорционально изменяется и расстояние между зернами цемента δ. Чем больше B/C и δ, тем меньше концентрация кристаллогидратов и тем слабее контакт между зернами цемента, т. е. тем слабее цементный камень и бетон в целом.

При равных B/C в бетоне без добавки и с добавкой микронаполнителя равны и δ (см. рисунок). При отсутствии эффекта микронаполнителя были бы равны и прочности бетона. Увеличение R при добавлении микронаполнителя и неизменном или возрастающем B/C объясняется тем, что наиболее мелкие его ча-

стицы, близкие по размеру к коллоидным, располагаясь между зернами цемента или вблизи них образуют новые центры кристаллизации, что ускоряет этот процесс и увеличивает прочность цементного камня и бетона.

Явление образования центров кристаллизации при введении посторонних частиц хорошо известно. Рост прочности бетона при введении микронаполнителя даже в тех случаях, когда возрастает B/C и δ и снижается d , объясняется тем, что в двух противоположных по действию процессах (увеличение прочности контактной зоны цемента вследствие образования новых центров кристаллизации и уменьшения прочности из-за роста B/C и δ) превалирует первый.

Решающая роль особо мелких частиц в повышении прочности бетона установлена в работе [2], в которой отмечалось увеличение прочности бетона в 1,2...1,7 раза при введении всего 24 кг/м³ кремнеземистой пыли (отхода ферросилицевого производства) с высокой удельной поверхностью (2200 м²/кг). Основные данные этой работы приведены в табл. 2.

Дальнейшее выяснение механизма действия микронаполнителя в бетоне и, в частности, проверка высказанного предположения о роли дополнительно образующихся им центров кристаллизации требуют специальных микроскопических исследований, в которых одновременно можно будет изучить и роль структуры различных микронаполнителей, и их сравнительную эффективность в бетонах на цементах различного минералогического состава.

Выводы

При добавке в бетон микронаполнителя прочность его повышается в 1,5...2,5 раза и более при неизменном или даже возрастающем B/C и снижении плотности. Чем выше удельная поверхность микронаполнителя, тем он эффективнее и тем меньше его требуется для достижения наибольшего эффекта повышения прочности бетона или снижения расхода цемента.

В основе эффекта микронаполнителя лежит не только гидравлическая активность, но и образование наиболее мелкими его зернами (коллоидных размеров) центров кристаллизации в контактной зоне цемента, дополнительно повышающих прочность цементного камня и бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Красный И. М. Песчаный автоклавный бетон из пластических смесей // Бетон и железобетон. — 1958. — № 9. — С. 356—357.
2. Pistilli M. F. Variability of Condensed Silica Fume from a Canadian Source and its Influence on the Properties of Portland Cement/Cement, Concrete and Aggregate. — 1981. — В. 6. — №1. — Р. 33—37.

УДК 693.547.3

В. Я. ГЕНДИН, канд. техн. наук (МИСИ); В. К. КУЗЬМИН, канд. техн. наук (Красноярский ПромстройНИИпроект)

Области применения способов зимнего бетонирования

При возведении монолитных конструкций в холодное время года главной задачей является достижение бетоном до замораживания заданной прочности. Бетонирование производят при различных значениях параметров, характеризующих условия выполнения работ: продолжительности транспортирования бетонной смеси, массивности конструкций или модуля поверхности M_n , коэффициента теплопередачи опалубки и утепления неопалубленных поверхностей бетона K , температуры наружного воздуха и т. п.

При жестких условиях выполнения работ не все способы зимнего бетонирования обеспечивают заданную прочность бетона, например метод термоса при возведении тонкостенных конструкций в сильные морозы. С другой стороны, при наименее жестких условиях некоторые способы не допускается применять из-за того, что они обеспечивают приобретение бетоном прочности, значительно превышающей заданную, если она составляет 30...50% марочной.

Получение завышенной прочности бетона сопряжено со значительным перерасходом энергоресурсов, повышением трудоемкости и стоимости работ, что наблюдается, например, при сквозном электропрогреве достаточно массивных конструкций в хорошо утепленной опалубке при слабых морозах. Таким образом, для каждого значения заданной относительной прочности существует своя область применения конкретного способа зимнего бетонирования.

Наиболее просто и однозначно определяется область применения бетонов с противоморозными добавками. Заданную прочность бетона (до 20...100% марочной) этот способ обеспечивает для конструкций с любым модулем поверхности и в опалубках с любым коэффициентом теплопередачи. Применение таких бетонов ограничено только по минимально допустимой температуре наружного воздуха -20°C для добавок НН, НКМ, НК+М,

ХК+ХН и -25°C для добавок ННХК, ННХК+М, ХК+НН, П¹. Следует отметить, что бетоны с противоморозными добавками приобретают 70% марочной прочности при температурах наружного воздуха не ниже соответственно -10° и -15°C .

Сложнее определяется область применения способов, относящихся к электротермообработке бетона в конструкции: электропрогрева, обогрева в греющей опалубке и с применением гибких термоактивных покрытий, индукционного нагрева, инфракрасного обогрева, обогрева с применением греющих проводов, обогрева с использованием в качестве нагревателей арматуры. По наиболее жестким условиям граница и в этом случае определяется однозначно: конструкции с любым M_n , в опалубке с любым K можно бетонировать при температуре наружного воздуха до -40°C , ниже этой температуры производство бетонных работ на открытом воздухе не рекомендуется по технологическим причинам, а во многих случаях запрещается по санитарно-гигиеническим соображениям. Исключение составляет лишь индукционный нагрев, при котором использование ин-

дукторов-соленоидов практически возможно лишь для конструкций ограниченного сечения типа балок, колонн и т. д. с $M_n=6$ и более.

В результате электротермообработки в конструкции бетон может достичь заданной прочности при весьма жестких условиях ценой повышенных энергозатрат, трудоемкости и стоимости работ.

Граница области применения перечисленных способов электротермообработки бетона в конструкции при наименее жестких условиях не может быть определена однозначно. Дело в том, что с уменьшением M_n значительно замедляется остывание бетона по окончании активной электротермообработки, существенно возрастает прочность, приобретаемая им в процессе остывания. Массивные конструкции при слабых морозах прогревать не следует во избежание приобретения прочности значительно выше заданной, о чем упомянуто ранее. Однако при сильных морозах периферийные слои массивных конструкций рекомендуется прогревать, причем температура в этих слоях не должна превышать температуры ядра конструкции.

Такое же влияние, как массивность,

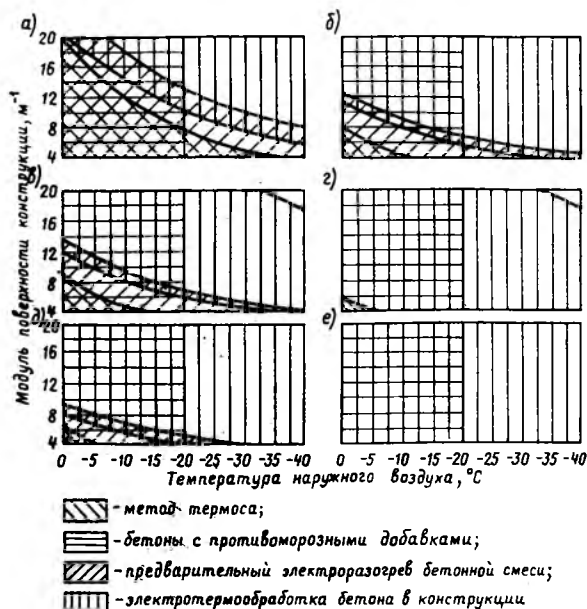


Рис. 1. Области применения способов зимнего бетонирования в опалубке с коэффициентом теплопередачи K , Вт/(м²·°C): а, б — 1,3; в, г — 3,6; д, е — 5,2; при достижении бетоном прочности, % марочной: а, в, д — 40; б, г, е — 70. Бетон марок 200...300 на портландцементе марки 400

¹ Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях в районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. — М.: Стройиздат. 1982. — 213 с.

оказывает на прочность бетона утепление опалубки: чем меньше значение K , тем медленнее остывает бетон. Наконец, чем выше температура наружного воздуха, тем бетон медленнее остывает и приобретает более высокую прочность. Соответственно, при наименее жестких условиях бетонирования граница области применения характеризуется как малыми значениями M_n при значительных величинах K и температуры наружного воздуха, так и при слабых морозах и средних значениях M_n , а также при средних морозах, при эффективном утеплении опалубки, средних значениях M_n и K , и т. п.

Также однозначно определяются границы области применения термоса (при наиболее жестких условиях) и предварительного разогрева бетонной смеси (при наиболее и наименее жестких условиях). Главными параметрами, в наибольшей степени влияющими на границы областей применения этих двух способов, являются соответственно температура бетонной смеси на выходе из смесителя и в конце разогрева.

При расчетах областей применения способов зимнего бетонирования приняты следующие значения влияющих факторов (условий бетонирования для наименее и наиболее жестких вариантов):

продолжительность транспортирования бетонной смеси 5 и 60 мин;

высота подъема краном бетонной смеси на месте укладки 3 и 20 м;

модуль поверхности конструкции 4 и 20 м²;

коэффициент теплопередачи опалубки (стальной, утепленной минераловатными плитами толщиной 50 мм, деревянной толщиной 40 и 25 мм) 1,3; 3,6 и 5,2 Вт/(м²·°C);

температура наружного воздуха 0 и —40°C;

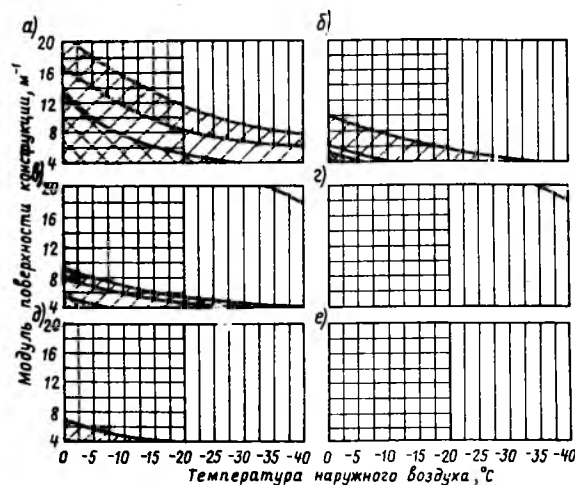
доля марочной прочности, приобретаемой бетоном, 40 и 70%.

Расчеты выполнены по методикам, приведенным в упомянутом руководстве. Кривые, характеризующие области применения, приведены на рис. 1 и 2 (на графиках не показана область применения бетонирования в тепляках, которая охватывает все значения M_n , K . Бетонирование в тепляках особенно эффективно при температурах наружного воздуха ниже —40°C).

При проектировании производства бетонных работ в холодное время года необходимо по приведенным графикам определить возможные способы бетонирования конкретных конструкций. После этого по результатам последующих расчетов определить наиболее приемлемый способ.

В качестве примера определим способ, применение которых возможно для

Рис. 2. Области применения способов зимнего бетонирования в опалубке с коэффициентом теплопередачи K , Вт/(м²·°C) а, б — 1,3; в, г — 3,6; д, е — 5,2; при достижении бетоном прочности, % марочной: а, в, д — 40; б, г, е — 70. Бетон марок 200...300 на шлакопортландцементе марки 400. Условные обозначения те же, что и на рис. 1



достижения бетоном 40% проектной прочности в конструкции $CM_n=8$ при температуре наружного воздуха —10°C в деревянной опалубке толщиной 40 мм $CK=1,3$ Вт/(м²·ч). На графике «в» (рис. 1) из точки на оси ординат $CM_n=8$ проводим горизонтальную прямую до пересечения с вертикальной прямой, со-

ответствующей температуре наружного воздуха —10°C. Точка пересечения прямых находится в зоне, соответствующей возможности применения бетонов с противоморозными добавками, предварительного электроразогрева бетонной смеси и электротермообработки бетона в конструкции.

УДК 691.88:621.882.6:624.046

И. Г. ЛЮДКОВСКИЙ, д-р техн. наук, М. А. ИВАНОВ, канд. техн. наук, О. В. РУСАКОВ, инж. (НИИЖБ)

Несущая способность конических болтов

С учетом анализа отечественных и зарубежных конструкций фундаментных болтов, а также на основании исследований и опытного внедрения НИИЖБ разработаны способы крепления оборудования и строительных конструкций самонакерующимися коническими болтами [1].

В практике строительства довольно часто встречаются случаи расположения фундаментных болтов на расстоянии меньше 10 d один от другого. В Рекомендациях [2] подобные случаи расчета конических болтов не рассматриваются, поэтому в НИИЖБе исследовали несущую способность заделки пары близко расположенных и одинаково нагруженных конических болтов.

Несущую способность и деформативность заделки конических болтов изучали на бетонных (без арматуры) образ-

цах, имитирующих верхнюю часть фундамента. Образцы представляли собой кубы с ребром 80 см, в которые болты заделывали с 4...6 сторон, и плиты размером 10×10×4 см, в которые болты заделывали сверху и снизу.

Образцы изготавливали из тяжелого бетона с прочностью на сжатие 23...35 МПа. В качестве вяжущего использовали портландцемент активностью 400 Подольского цементного завода. Образцы бетонировали в деревянной и металлической опалубках, смесь уплотняли глубинными вибраторами. Первые 7 сут до распалубливания образцы находились во влажной среде, а остальное время, вплоть до испытаний, — в воздушно-сухих условиях с температурой воздуха 16...20°C и влажностью около 70%. Аналогичные температурно-влажностные условия были и во время испытаний.

Нагрузку на болты передавали через специально сконструированную траверсу гидравлическим домкратом. Домкрат опирался на раму, размеры которой подобраны таким образом, чтобы не передавать реактивное давление стоек на конус вырова бетона. Для центральной передачи усилий на анкерные болты надевали пластины со сферическими шайбами. Для возможности доступа в зону заделки болтов траверсу устанавливали на подкладки.

Испытывали болты с цементной зачеканкой диаметром 16 и 30 мм, изготовленные из углеродистой стали марки 25 с пределом текучести $\sigma_T = 280$ МПа и временным сопротивлением разрыву $\sigma_B = 460$ МПа, относительное удлинение стали 23%. Разрывное усилие болтов по резьбе диаметром 16 мм — 68 кН, диаметром 30 мм — 240 кН. Скважины под болты образовывали кольцевыми алмазными сверлами СК. Болты в скважинах зачеканивали жесткой смесью из цемента марки 300...500 и воды ($B/C = 0,12...0,15$). Зачеканку уплотняли в скважине отрезком трубы с приваренной на конце шайбой. После зачеканки уплотненную поверхность увлажняли в течение 3 сут. Качество зачеканки контролировали ее прочностью на сжатие испытанием стандартных кубов с ребром 7 см, изготовленных в формах способами, применяемыми при заделке болтов. Испытали пары болтов с расстояниями между ними 3; 5; 7,5 и 10 d , заделанных на глубину 5 d , каждая серия включала по три пары болтов. Кроме того определяли несущую способность заделки отдельного болта.

Для измерения деформаций на болты наклеивали датчики сопротивления с базой 5 мм, с их помощью также проверяли центральность и равномерность передачи нагрузки на болты. Для фиксации перемещений зачеканки в зоне заделки болтов и самих болтов устанавливали индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Болты нагружали ступенями по 5 кН. Начало трещинообразования в образцах устанавливали ультразвуковым прибором УК-10п.

Результаты испытаний болтов диаметром 16 мм приведены в таблице; для болтов диаметром 30 мм они аналогичны.

Эксперименты свидетельствуют о том, что при одновременном нагружении пары конических болтов в работу вовлекается определенная область бетона, размеры которой зависят от глубины заделки болтов, расстояния, на которое болты удалены друг от друга, прочности бетона и других факторов.

При одновременном нагружении пары

Расстояние между болтами, d	Марка образца	Прочность на сжатие, МПа	Разрушающее усилие заделки болтов, кН
3	10-В	35,5/50,0*	86,92
	11-В	30,0/50,0	81,57
	12-В	27,5/50,0	80,24
	5-В*	30,0/85,5	73,63
5	9-В*	28,5/50,0	67,50
	9-Б	28,5/85,5	74,90
	12-Б	27,5/85,5	99,06
	11-Б	30,0/85,5	89,59
7,5	5-В*	30,0/85,5	73,63
	13-В	23,5/61,0	62,20
	14-В	23,5/61,0	59,66
	15-В	24,5/61,0	59,66
10	16-В*	24,5/59,0	50,58
	13-Н	23,5/85,0	85,58
	14-Н	23,5/85,0	86,91
	16-Н	24,5/85,0	104,00
	15-Н*	24,5/85,0	60,93

* Отдельно установленный болт.

** Перед чертой — бетона, после черты — зачеканки.

Образец 9-В разрушился от разрыва болта по резьбе, остальные от выкола бетонного конуса.

болтов, расположенных на расстоянии 3...10 d друг от друга и заделанных на глубину 5 d , разрушение заделки происходит выколом бетонного конуса со средним углом наклона его образующей к вертикали, близким к 75°, причем малая окружность конуса проходит через основание группы болтов. В плане конус выкола имел форму эллипса, с большим диаметром, проходящим через оси бол-

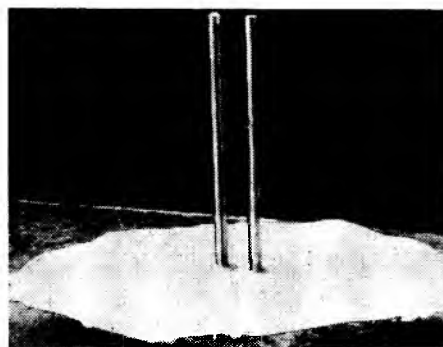


Рис. 1. Бетонный конус вырова эллиптической формы в плане

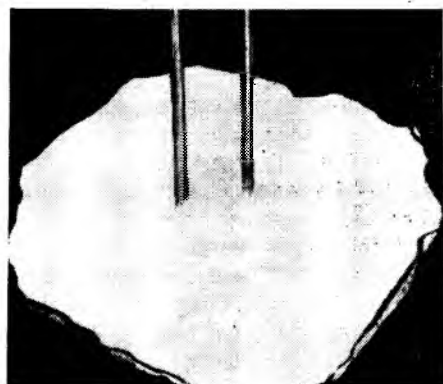


Рис. 2. Бетонный конус вырова формы окружности в плане

тов. Отношение диаметров эллипса изменяется в пределах 1...1,17 (рис. 1, 2).

Микротрещинообразование в образцах происходило при нагрузке 0,5...0,6 разрушающей. Увеличение нагрузки приводит к образованию в зоне заделки болтов трещины, дальнейший рост — к ее раскрытию. Появление видимых трещин по контуру бетонного конуса выкола отмечалось при нагрузке 0,86...0,98 разрушающей.

Кроме лабораторных осуществляли натурные испытания с целью определения несущей способности заделки пары близко расположенных конических болтов с цементной зачеканкой. Болты использовали для крепления металлических колонн к фундаментам на объектах Тираспольского строительного треста и Барнаульского треста «Стройгаз». При этом испытывали пары болтов диаметром 42, 48, 56 и 64 мм, расположенных на расстоянии 4...6 d один от другого. Болты изготавливали из стали ВСт3кп2. Глубина заделки — 10...15 d .

Несущую способность заделки болтов проверяли на реальных фундаментах под колонны и на специально изготовленных опытных блоках, размеры которых соответствовали размерам верхней части фундамента. В качестве вяжущего при изготовлении бетонной смеси использовали портландцемент активностью 400, крупный заполнитель — известковый щебень с размерами зерен 20...35 мм (объемная масса 12,6...13,2 кН/м³), мелкий заполнитель — песок средней крупности. Прочность бетона, определенная на момент испытаний, составила 20...23 МПа.

На реальных фундаментах к болтам прикладывали нагрузку, равную 1,25 расчетной, на опытных блоках испытания проводили до разрушения заделки болтов. Нагрузку на болты передавали через приспособление, имитирующее колонну, аналогичное описанному, с помощью гидравлического домкрата, предварительно оттарированного на прессе в строительной лаборатории.

Полученные результаты аналогичны лабораторным. И, кроме того, как показали испытания пары болтов больших диаметров, при недостаточных размерах блока возможной формой разрушения может быть его раскалывание по плоскости, проходящей через оси болтов (рис. 3).

Выводы

Установлена возможность расположения конических болтов диаметром 10...72 мм на расстоянии меньше 10 d болта друг от друга, вплоть до расстояния, равного 3 d . При одновременном нагружении пары болтов, расположенных на расстоянии 3...10 d , заделанных на глубину 5 d , получены формы разру-

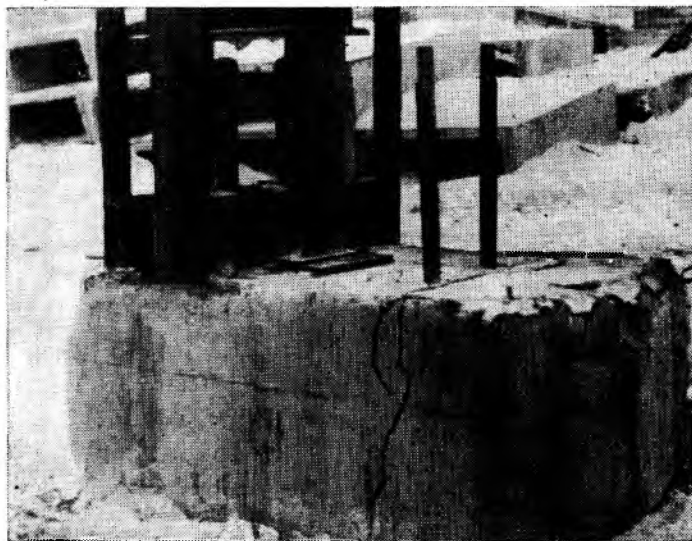


Рис. 3. Испытания болтов больших диаметров на опытном бетонном блоке

шения бетона в виде выкалываемого конуса с углом наклона его образующей к вертикали около 75° , причем малая окружность конуса проходит через основание болтов. В плане конус выкола

имеет форму окружности, в некоторых случаях — эллипса, больший диаметр которого проходит через оси болтов.

Образцы разрушаются от усилий, действующих нормально к главным пло-

щадкам, расположенным на поверхности отрыва (конуса разрушения).

Глубину заделки пары близко расположенных друг от друга конических болтов диаметром 10...72 мм можно определять по формуле

$$h = 0,7 K \left(\frac{F_b}{R_{bt}} \right)^{1/2},$$

где F_b — усилие, приходящееся на болт; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; K — коэффициент, учитывающий совместную работу болтов.

Расстояние между болтами,
 d

d	K
3	1,41
5	1,27
7,5	1,16
10	1,00

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Людковский И. Г., Шарстук В. И. Прогрессивные методы крепления оборудования к фундаментам. — М.: Стройиздат. 1978. — 115 с.
2. Рекомендации по применению самоанкерующихся конических болтов для крепления элементов к бетонным и железобетонным конструкциям. — М.: НИИЖБ, 1977. — 44 с.

Заводское производство

УДК 69.057.7

Г. С. БЕЛОУСОВ, В. П. ЕГОРОВ, инженеры (КБ по железобетону им. А. А. ЯКУШЕВА)

Транспортно-отделочная линия строительных изделий

На заводе КПД-1 в Ульяновске в 1982 г. смонтирована и успешно работает транспортно-конвейерная линия. Отличительной особенностью данной конструкции по сравнению с серийно выпускаемыми линиями СМЖ, является меньшая металлоемкость. Это достигается тем, что строительное изделие транспортируется в подвешенном состоянии, отсутствуют боковые нагрузки, не требуются направляющие ролики. Обеспечиваются большая долговечность, так как раствор и бетон не попадают на цепь и тележки, удобство обслуживания и обработки изделия, высокая надежность в работе, универсальность, позволяющая вести обработку изделий различной толщины.

Транспортно-отделочная линия предназначена для отделки стеновых панелей крупнопанельного домостроения и транспортирования их на склад готовой продукции.

Линия работает следующим образом. На тележку с подъемником-снижателем устанавливают изделие и гидроцилиндром прижимают его к щетке моечного агрегата. После обработки поверхности включается цилиндр подъемника и панель подвешивают на транспортную линию, имеющую приводную и натяжную станции, соединенные между собой двумя бесконечно длинными цепями, к которым подсоединяется тележка. На последней установлены подвески с захватами петли панели. Включается приводная станция и изделие передается на посты отделки, где его затирают, устанавливают столярные блоки, красят. Отделочные операции осуществляют при помощи подъемных площадок. На последнем посту вывозную тележку с подъемником-снижателем, гидроцилиндром подводят под изделие и поднимают, отсоединяют захваты петли панели и изделие вывозят из-под транспортной

линии, а затем краном снимают с тележки. Далее цикл повторяется.

Технические данные линии

Предельные габаритные размеры, мм	6800×3000×400
Масса максимальная, кг	8000
Число постов, шт.	10
Шаг постов, мм	7400
Скорость перемещения конвейера, м/с	0,194
Грузоподъемность площадки, м/с	240
Скорость подъема площадки	0,1
Установленная мощность, кВт	28,4
Габаритные размеры для восьмипостовой линии, мм	62400×3400×4000
Масса, кг	31400

Линия внедрена в производство. Годовой экономический эффект от внедрения составил 112 тыс. р. Имеется конструкторская документация по проекту 278-00-00-00.

Опыт эксплуатации транспортно-отделочной линии на заводе КПД-1 в Ульяновске подтвердил преимущества новой разработки.

Транспортно-отделочную линию в настоящее время устанавливают на Березниковском ДСК, на Томском заводе КПД при реконструкции на мощность 300 тыс. м² в год и на заводе КПД-3 в Ульяновске.

Техническую документацию можно получить по адресу: 432008, Ульяновск, ул. Пожарского, 9. Ульяновский конструкторский отдел КБ по железобетону им. А. А. Якушева.

УДК 624.012.35:531.23

В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, проф., М. И. ДОДОНОВ, Б. С. РАСТОРГУЕВ, А. К. ФРОЛОВ, кандидаты техн. наук (МИСИ); Т. А. МУХАМЕДИЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. Х. КУНИЖЕВ, инж. (Кабардино-Балкарский государственный ун-т)

Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям

Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям, разработанный в развитие источников [1...3], строится на следующих предпосылках и положениях:

используют диаграммы напряжения — деформации для бетона и арматуры при их осевом сжатии и растяжении, полученные при эталонных испытаниях бетонных и арматурных образцов, и содержащие нисходящие ветви;

принимают гипотезу плоского деформирования в нормальных сечениях на всех стадиях нагружения (до и после образования трещин в сечении, включая разрушение по нормальному сечению);

напряжения в бетоне σ_{bn} и арматуре σ_{sk} считают равномерно распределенными на элементарных площадках A_{bn} и A_{sk} ;

независимо от схемы приложения внешних сил записывают три условия равновесия, причем в качестве моментных осей принимают произвольно выбранные координатные оси.

Нормальное сечение (рис. 1) любой формы вводят в расчет в дискретной форме — в виде набора n -го числа элементарных участков бетона с площадями A_{bn} и k -го числа участков арматуры с площадями A_{sk} (n, k — порядковые номера элементарных участков сечения бетона и арматуры, причем число элементарных участков арматуры принимают обычно по числу продольных стержней в сечении, число элементарных участков бетона $n \approx 100$).

В соответствии с принятой гипотезой плоского деформирования продольные относительные деформации по середине элементарных участков A_{bn} и A_{sk} подчиняются зависимостям

$$\left. \begin{aligned} e_{bn} &= e_z - k_x x_n - k_y y_n; \\ e_{sk} &= e_z - k_x x_k - k_y y_k. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где e_z — деформации продольной координатной оси элемента z ; k_x, k_y — кривизны этой оси в плоскостях, совпадающих с осями x, y .

Диаграммы напряжения — деформации:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bn} &= E'_{bn} e_{bn}; \\ \sigma_{sk} &= E'_{sk} e_{sk}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где E'_{bn}, E'_{sk} — секущие модули деформаций, зависящие от расположения элементарных участков в сечении и уровня нагружения. В численных расчетах используют конкретные аналитические зависимости (2), удобна также табличная форма.

Условия равновесия внешних и внутренних сил, по аналогии с работой [4], в единообразной форме на любом уровне нагружения:

$$\left. \begin{aligned} N_z &= \sum_n \sigma_{bn} A_{bn} + \sum_k \sigma_{sk} A_{sk}; \\ M_x &= - \sum_n \sigma_{bn} A_{bn} x_n - \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} x_k; \\ M_y &= - \sum_n \sigma_{bn} A_{bn} y_n - \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} y_k. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

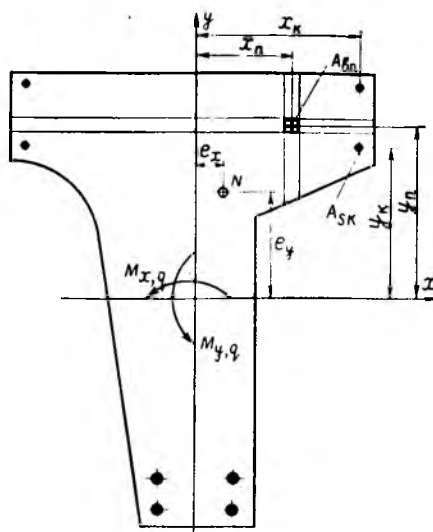


Рис. 1. Дискретная расчетная модель нормального сечения произвольной формы и общая схема приложения внешних сил
 N — продольная сжимающая (растягивающая) сила, $M_{x,q}$ и $M_{y,q}$ — изгибающие моменты от поперечных нагрузок q

Подставив выражения (1) в (2), а затем в систему (3) и выполнив несложные алгебраические преобразования, получим уравнения равновесия в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} e_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix} \quad (4)$$

или

$$\{F\} = [R(\{F\}, S)] \times \{U(\{F\}, S)\}, \quad (5)$$

где $\{F\} = \{N_z, M_x, M_y\}^T$ — вектор-столбец внешних сил, принимаемых по таблице в зависимости от схемы нагружения; $\{U(\{F\}, S)\} = \{e_z, k_x, k_y\}^T$ — вектор-столбец деформаций, являющихся функ-

Схема приложения внешних сил	Левая часть системы (4)
Изгиб в направлении оси x	$N_z = 0$ $M_x = \pm M_{x,q}$ $M_y = 0$
Изгиб в направлении оси y	$N_z = 0$ $M_x = 0$ $M_y = \pm M_{y,q}$
Внецентренное сжатие (растяжение) в направлении оси x	$N_z = \mp N$ $M_x = \pm N e_x$ $M_y = 0$
Внецентренное сжатие (растяжение) в направлении оси y	$N_z = \mp N$ $M_x = 0$ $M_y = \pm N e_y$
Центральное растяжение	$N_z = \mp N$ $M_x = 0$ $M_y = 0$
Косое внецентренное сжатие (растяжение) с косым изгибом	$N_z = \pm N$ $M_x = \pm M_{x,q} \pm N e_x$ $M_y = \pm M_{y,q} \pm N e_y$

Примечания: 1. Внешние силы, вызывающие растяжение в точках с положительными координатами x_n и y_n и x_k и y_k , имеют знак плюс; растягивающие напряжения в бетоне и арматуре приняты со знаком плюс. 2. Изгибы при нагружении по первым двум схемам прямые только при симметричных сечениях.

ций внешних сил $\{F\}$ и геометрических параметров сечения S . Правые части в уравнениях (4) можно записать единообразно для всех схем загрузки. Матрица жесткости для нормального сечения $[R(\{F\}, S)]$ является функцией вектора внешних сил $\{F\}$ и геометрических параметров сечения S .

Элементы матрицы жесткости $[R(\{F\}, S)]$ рекомендуется трактовать как некоторые переменные жесткостные характеристики сечения:

$$R_{11} = \sum_n E'_{bn} A_{bn} + \sum_k E'_{sk} A_{sk}, \quad (6)$$

где R_{11} — осевая жесткость, зависящая от уровня загрузки (через E'_{bn} и E'_{sk}) и геометрических характеристик сечения (через A_{bn} и A_{sk});

$$R_{12} = R_{21} = - \sum_n E'_{bn} A_{bn} x_n - \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k, \quad (7)$$

где R_{12} — изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольного сжатия (растяжения) и изгиба в направлении оси x ;

$$R_{13} = R_{31} = - \sum_n E'_{bn} A_{bn} y_n - \sum_k E'_{sk} A_{sk} y_k, \quad (8)$$

где R_{13} — изгибно-осевая жесткость, аналогичная (7);

$$R_{22} = \sum_n E'_{bn} A_{bn} x_n^2 + \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k^2, \quad (9)$$

где R_{22} — изгибная жесткость в направлении оси x ;

$$R_{23} = R_{32} = \sum_n E'_{bn} A_{bn} x_n y_n + \sum_k E'_{sk} A_{sk} x_k y_k, \quad (10)$$

где R_{23} — жесткость, отражающая взаимное влияние изгиба в направлении осей x и y ;

$$R_{33} = \sum_n E'_{bn} A_{bn} y_n^2 + \sum_k E'_{sk} A_{sk} y_k^2, \quad (11)$$

где R_{33} — изгибная жесткость в направлении оси y .

Приведенные жесткостные характеристики зависят не только от уровня загрузки (величины внешних сил) и геометрических параметров сечения, но и от выбора начала и направления координатных осей. Этот выбор не влия-

ет на поведение элемента под нагрузкой, т. е. неизменными остаются кривизны оси k_x и k_y , осевая жесткость R_{11} и прочность по нормальному сечению. Система (4) выражает условия равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении для любого уровня загрузки вплоть до разрушения.

В практике чаще всего известными (заданными) являются внешние силы $\{F\}$, на действие которых проверяют прочность по нормальному сечению или подбирают его размеры. Если прочность по нормальному сечению обеспечена, то заданным внешним силам $\{F\}$ и принятым размерам сечения отвечает некоторый вполне определенный вектор деформаций, т. е. ε_z , k_x и k_y . Если прочность по нормальному сечению недостаточна, то заданные внешние силы $\{F\}$ вызывают неограниченный рост деформаций ε_z , k_x , k_y , т. е. разрушение. Таким образом, нелинейная система уравнений (4) имеет решение в виде вектора деформаций $\{\varepsilon_z k_x k_y\}^T$ только в том случае, когда прочность по нормальному сечению достаточна, и наоборот: если система уравнений (4) не имеет решения, то прочность по нормальному сечению недостаточна.

Систему (4) при заданных внешних силах $\{F\}$ и принятых размерах сечения относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму, реализуемому на ЭВМ:

по формулам (6)...(11) вычисляют элементы матрицы жесткости для упругого (незагруженного) состояния в нормальном сечении, т. е. при $E'_{bn} = E_{bn}$ и $E'_{sk} = E_{sk}$;

по стандартной программе решают систему (4) с постоянными коэффициентами относительно деформаций ε_z , k_x и k_y ;

по формулам (1) определяют продольные деформации бетона и арматуры для центров элементарных участков A_{bn} и A_{sk} ;

по аналитическим зависимостям или таблицам на основании общей зависимости (2) устанавливают текущие модули деформаций E'_{bn} и E'_{sk} ;

по формулам (6)...(11) уточняют элементы матрицы жесткости;

повторяют решение со 2-го пункта.

В процессе итерационного расчета при неизменном уровне внешних сил $\{F\}$ по мере корректировки элементов матрицы жесткости вследствие учета неупругих деформаций составляющие вектора деформаций ε_z , k_x и k_y увеличиваются. Постепенно они достигают некоторых конечных значений, если прочность по нормальному сечению обеспечена, т. е.

приращения элементов вектора деформаций ε_z , k_x и k_y затухают; эти приращения становятся меньше некоторого заранее заданного малого числа. Итерационный процесс считается законченным, если относительное среднеквадратическое приращение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию

$$\sqrt{\frac{1}{3} \left[\left(\frac{\varepsilon_{z,i} - \varepsilon_{z,i+1}}{\varepsilon_{z,i} + \varepsilon_{z,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{x,i} - k_{x,i+1}}{k_{x,i} + k_{x,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{y,i} - k_{y,i+1}}{k_{y,i} + k_{y,i+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta. \quad (12)$$

При $\Delta = 0,001$, как показали многочисленные расчеты, достигается хорошая стабилизация напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении за 10...30 итераций.

Расчетом по изложенной схеме можно проверить прочность по нормальному сечению, но невозможно определить максимальное значение вектора внешних сил $\{F\}_{max}$, при котором происходит разрушение; $\{F\}_{max}$ находят, увеличивая вектор $\{F\}$ с достаточно малым приращением до такого уровня, при котором еще выполняется условие (12). Однако более эффективен способ среднего арифметического двух варьируемых векторов внешних сил $\{F\}_f$ и $\{F\}_g$, удовлетворяющих условию $\{F\}_f \leq \{F\}_{max} \leq \{F\}_g$. Начальный интервал $\{F\}_f - \{F\}_g$ принимают на основе прикидочных расчетов, целесообразно его принимать по возможности меньшим. Обычно поиск $\{F\}_{max}$ с точностью до 1% осуществляют за 6...7 приближений с использованием в программе специального алгоритма.

В изложенных расчетах в отличие от работ [1, 3] не требуется специально устанавливать положение границы между растянутой и сжатой зонами в сечении; при желании на печать выводят напряжения и деформации во всех элементарных участках A_{bn} и A_{sk} , по которым легко найти искомую границу. В отличие от обычной, она является не прямой линией, а ломаной, поскольку проходит по границам между элементарными участками.

Требования правильного взаимного положения плоскостей действия внешних и внутренних сил здесь выполняются автоматически, так как составляющие полных векторов внешних и внутренних сил в разложениях на координатные оси равны, согласно уравнениям равновесия (3). Таким образом, выполнены многочисленные расчеты проч-

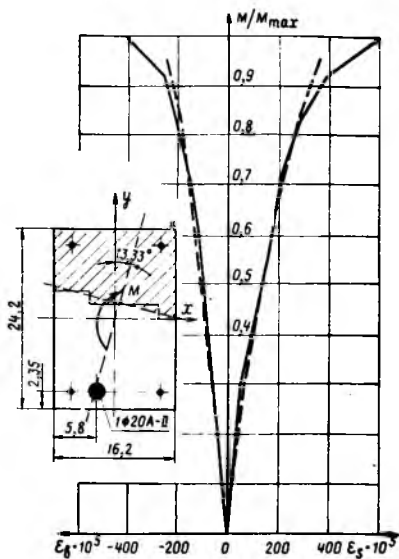


Рис. 2. Деформации в арматуре и бетоне на наиболее сжатой грани при разных внешних силах

— по расчету; --- по опыту

ности по нормальным сечениям изгибаемых, внецентренно сжатых и косо внецентренно сжатых элементов; полученные данные хорошо совпадают с опытными.

Пример 1. Косо внецентренно сжатый железобетонный короткий элемент имеет следующие характеристики: бетон с $R_b = 38,49$ МПа, $R_{bt} = 2,46$ МПа, $E_b = 35700$ МПа, $\epsilon_b = 0,0025$; арматура 4 $\varnothing 12$ Ат-V с $\sigma_{0,2} = 1020$ МПа, $\sigma_{br} = 1305$ МПа, $E_s = 190\,000$ МПа; продольная сила приложена с эксцентриситетами $e_x = 3,32$ см и $e_y = 1,78$ см.

При расчете сечение разбито на 96 элементарных участков (8 по горизон-

тали и 12 по вертикали), совпадение итеративных процессов принято при достижении точности по формуле (12) $\Delta = 0,001$. Расчетная разрушающая продольная сила $N_{max} = 469$ кН, опытная — $N_{оп} = 475$ кН.

Пример 2. Косонизгибаемый железобетонный элемент имеет следующие характеристики (рис. 2): бетон с $R_b = 21,4$ МПа, $R_{bt} = 1,58$ МПа, $E_b = 21000$ МПа, $\epsilon_b = 0,0025$; основная арматура 1 $\varnothing 20$ А-III с $\sigma_t = 563$ МПа, $\sigma_{br} = 656$ МПа, $E_s = 185\,500$ МПа.

Сечение разбито на 154 элементарных участка (11 по горизонтали и 14 по вертикали). На рис. 2 показаны опытные и расчетные кривые деформации в арматуре и наиболее напряженном угле бетонного сечения. Опытный разрушающий момент $M_{оп} = 36,65$ кН·м, расчетный $M_{max} = 37,66$ кН·м.

Пример 3. Прямоугольное сечение (рис. 3) находится в условиях прямого изгиба и имеет следующие характеристики: $b = 15,3$ см; $h = 30$ см, $a = 2$ см; бетон с $R_b = 29,5$ МПа, $R_{bt} = 2,18$ МПа, $E_b = 32300$ МПа, $\epsilon_b = 0,0025$; арматура 2 $\varnothing 16$ А-II с $\sigma_t = 359$ МПа, $\sigma_{br} = 498$ МПа, $E_s = 210\,000$ МПа.

При расчете сечение разделено на 153 элементарных участка (9 по горизонтали и 17 по вертикали). На рис. 3 показаны эпюры напряжений в нормальном сечении на различных уровнях загрузки. По опыту $M_{оп} = 41,8$ кН·м, по расчету $M_{max} = 41,8$ кН·м.

Выводы

Предложенная дискретная расчетная модель для нормальных сечений при любой поперечной форме и различном

армировании и метод расчета прочности по нормальным сечениям при любых внешних силах основываются на достаточно строгих предпосылках, имеют компактную универсальную и удобную для реализации на ЭВМ математическую форму.

Разработанный расчет хорошо описывает напряженно-деформированное состояние в нормальных сечениях на всех стадиях загрузки.

Многочисленные расчеты изгибаемых, внецентренно и косо внецентренно сжатых элементов стабильно показывали хорошее совпадение опытных и расчетных данных по прочности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н., Горбатов С. В. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям «напряжения — деформации» бетона и арматуры // Бетон и железобетон. — 1985. — № 6. — С. 13—14.
2. Паньшин Л. Л. Автоматизированный расчет нормальных сечений железобетонных конструкций // Тр. ин-та / ЦНИИЭП жилища. — 1985. — 93 с.
3. Мастаченко В. Н., Мирвис Я. Г., Уколов В. Н. Автоматизация проектирования железобетонных конструкций. — Л.: Стройиздат, 1982. — 224 с.
4. Геммерлинг А. В. Расчет стержневых систем. — М.: Стройиздат, 1974. — 206 с.

На ВДНХ СССР

Новая добавка к бетону

В объединенных павильонах «Строительство» на ВДНХ СССР КТБ НИИЖБ и СМТ № 6 быв. Минсельстроя МолдССР представили новую пластифицирующую добавку филтрат-цитрат кальция (ФЦК), являющуюся отходом пищевой промышленности при производстве лимонной кислоты.

В готовом виде ФЦК представляет собой жидкий раствор коричневого цвета с запахом жженого сахара. Она хорошо растворяется в воде. При интенсивном перемешивании бетонной смеси происходит дополнительное воздухововлечение.

Введение в бетонную смесь на плотных заполнителях добавки ФЦК в количестве 0,05...0,25 % массы цемента повышает подвижность смеси в 2...3 раза и прочность бетона равноподвижных смесей на 20...30 %. Испытания на морозостойкость по обычному методу показали, что бетон с добавкой ФЦК характеризуется повышенной в 1,5...2 раза морозостойкостью по сравнению с бетоном без добавки.

ФЦК применяют в качестве добавки к бетону при изготовлении железобетонных изделий и монолитного бетона.

Более подробную информацию можно получить по адресу: 279620, Молдавская ССР, ПГТ, Бричаны-2, СМТ № 6.

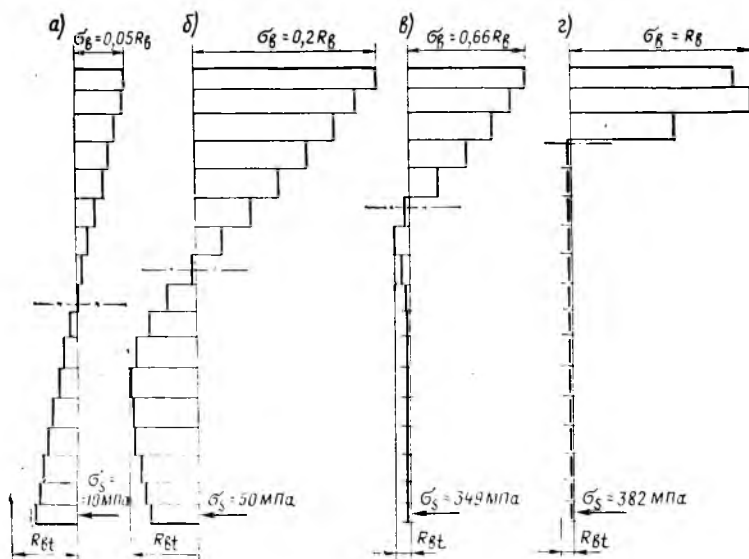


Рис. 3. Напряжения в бетоне и арматуре изогнутого элемента

а — при $M = 0,1 M_{max}$; б — при $M = 0,3 M_{max}$; в — при $M = 0,9 M_{max}$; г — при $M = M_{max}$

Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, И. Ю. ЛАРИЧЕВА, канд. техн. наук, К. Т. САКАНОВ, инж. (НИИЖБ)

Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность

Предлагаемые СНиП 2.03.01—84 методы расчета элементов по предельным состояниям первой и второй групп были разработаны на основе исследований образцов прямоугольного, реже таврового и двутаврового сечений. Необходимость оценки влияния формы сечения элементов на их работу под нагрузкой возникает при косом внецентренном сжатии, а также при косом изгибе, когда форма сжатой зоны имеет треугольное или трапецевидное очертание. Для дальнейшего совершенствования методов расчета в НИИЖБе исследовали прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов с различной формой поперечного сечения при изменении в широком диапазоне прочностных и деформативных характеристик бетона и степени армирования сечения.

Для экспериментов использовали 36 балок прямоугольного, двутаврового и треугольного сечения из бетонов прочностью 30 и 80 МПа. Образцы отличались процентом армирования — слабоармированные $\xi \leq \xi_{\text{л}}$, среднеармированные $\xi \approx \xi_{\text{л}}$ и перearмированные $\xi > \xi_{\text{л}}$. Процент армирования изменялся в образцах прямоугольного сечения 0,8...3,3%, двутаврового 1,5...6,5% и треугольного 0,4...1,7%. Рабочая арматура принята без преднапряжения из стали класса А-IV диаметром 12 и 18 мм. Образцы испытывали как однопролетные балки на действие кратковременной нагрузки [1].

Все опытные балки разрушались от раздробления бетона сжатой зоны. Для прямоугольных и двутавровых образцов форма поперечного сечения не оказала существенного влияния на предельные деформации бетона сжатой грани (в среднем $315 \cdot 10^{-5}$). В треугольных балках при уровне внешней нагрузки 0,7...0,9 разрушающей (для высокопрочных сильноармированных образцов 0,55 разрушающей) наблюдалось появление на расстоянии 3...4 см от края сжатой грани продольной трещины, по которой впоследствии происходил выкол

вершины сжатой зоны. При этом несущая способность балок не исчерпывалась и образцы испытывали до полного раздробления бетона. Наличие продольных трещин не позволило непосредственно установить предельные деформации бетона сжатой зоны балок треугольного сечения. Однако анализ деформаций растянутой арматуры и бетона по высоте балок при разрушении показал, что в элементах с такой формой сечения сжатой зоны можно рассчитывать на значительно более высокую предельную сжимаемость бетона [около $(400 \dots 600) \cdot 10^{-5}$] благодаря возможности более продолжительной работы крайних волокон бетона на нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона вследствие существенной поддержки их нижележащими волокнами бетона.

Анализом влияния формы поперечного сечения элементов на деформации растянутой арматуры, степень использования высокопрочной арматуры за условным пределом текучести, высоту сжатой зоны бетона и предельные деформации сжатого бетона установлено, что граница перearмирования $\xi_{\text{л}}$ для образцов треугольного сечения выше, чем прямоугольного, причем различие увеличивается с повышением прочности бетона. Это объясняется более благоприятными условиями перераспределения напряжений в бетоне сжатой зоны треугольного сечения. На основании полученных результатов рекомендуется для элементов с треугольной формой сжатой зоны повысить границу перearмирования введением в расчет дополнительного параметра β и определять характеристику сжатой зоны бетона ω по формуле

$$\omega = \alpha - \beta \cdot 0,008 R_b, \quad (1)$$

где α — коэффициент, зависящий от вида бетона; β — коэффициент, учитывающий влияние формы сечения элемента на его прочность по нормальным сечениям: при расчете по опытным данным

$$\beta = 1,1 - 0,0065 R_{b, \text{obs}}$$

при проектировании конструкций

$$\beta = 1,1 - 0,011 R_b < 0,95.$$

В более общем случае данное предложение рекомендуется учитывать для таких сжатых зон элементов, ширина которых уменьшается по направлению к наиболее сжатым фибрам. В других случаях $\beta = 1$. При этом во все формулы для расчета прочности R_b вводят с коэффициентом β .

Для элементов треугольного сечения расчетные разрушающие моменты, вычисленные по нормам, превышают опытные в среднем на 8% даже в тех случаях, когда не учитывается наличие продольных трещин. Если же за величину разрушающего момента принять разрушение бетона сжатой зоны, соответствующее появлению продольных трещин в сжатой зоне, то опытные разрушающие моменты меньше расчетных в среднем на 15%. Учет внесенного предложения позволяет уменьшить расхождение между расчетной и опытной несущей способностью для балок треугольного сечения.

Граница перearмирования для образцов двутаврового сечения оказалась несколько ниже, чем для прямоугольных. Однако, учитывая противоречивые данные разных авторов и довольно сложную работу двутаврового сечения при разрушении, $\xi_{\text{л}}$ для таких элементов рекомендуется определять по СНиП.

Опытами установлено, что в балках из бетона разной прочности при различных формах поперечного сечения реализуется работа высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, что достаточно хорошо оценивается нормами, а арматуру класса А-IV можно эффективно применять в конструкциях без преднапряжения.

Сопоставление средней опытной ширины раскрытия нормальных трещин с расчетной свидетельствует о том, что более заметное различие отмечается в образцах с большими процентами армирования. Расчетные значения $a_{\text{ср}}$ в балках с $\mu < 1,5$ превышают опытные в среднем на 8%, а в балках с $\mu > 1,5$ меньше опытных примерно на 25%. Ос-

новная причина столь заметного расхождения опытных и расчетных данных заключена в том, что вводимое в расчет по СНиП максимальное значение $\mu=0,02$ недостаточно полно ограничивает расчетную величину $a_{ср}$. Расчет ширины раскрытия трещин при $\mu=0,015$ дает удовлетворительные результаты — расчетные значения $a_{ср}$ для образцов двутаврового и треугольного сечения меньше опытных на 6 и 20%, а прямоугольного — больше опытных на 4%. Формула СНиП для расчета ширины раскрытия нормальных трещин получена в результате анализа многочисленных опытов, в основном с образцами прямоугольного сечения, поэтому ее корректировка для таких элементов была бы неправомерна.

Для образцов двутаврового и треугольного сечения целесообразно ширину раскрытия трещин определять по формуле СНиП 2.03.01—84, но ограничивать коэффициент армирования сечений не 0,02, а 0,015, что подтверждено данными работы [2].

Анализом влияния формы поперечного сечения на ширину раскрытия нормальных трещин установлено, что ширина раскрытия трещин в образцах треугольного сечения несколько выше (на 10...15%), чем в образцах прямоугольного и двутаврового сечения, что объясняется различным характером образования и развития трещин и вследствие этого — разным расстоянием между ними. Рекомендуемое ограничение коэффициента армирования (0,015) позволяет учесть повышенное раскрытие трещин в изгибаемых элементах треугольного сечения.

Необходимо отметить, что при вычислении μ для элементов двутаврового сечения следует учитывать площадь сечения без сжатых свесов полки, а для элементов треугольного сечения вводить в расчет фактическую площадь сечения с соответствующей рабочей высотой. Такой подход к назначению μ позволяет более полно учесть влияние формы сечения на ширину раскрытия нормальных трещин.

Расчет по СНиП удовлетворительно оценивает деформативность элементов прямоугольного и двутаврового сечения.

Для распространения методики норм по расчету деформаций на элементы треугольного сечения проанализировали опытные данные и рассмотрели несколько вариантов расчета:

замена треугольного сечения равно-великим по площади тавровым с полкой в растянутой зоне с варьированием ее толщины;

замена треугольной сжатой зоны равно-великой прямоугольной;

введение в расчет средней ширины сечения.

Расчет по первому варианту не позволил достигнуть требуемого совпадения расчетной и опытной кривизны элементов. Расчет по второму варианту, хотя и дает удовлетворительные результаты, требует использования метода последовательных приближений при нахождении ξ и x . Изменение в широком диапазоне величины b , вводимой в расчет, незначительно влияет на ξ , поэтому достаточно громоздкие вычисления по подбору ξ неоправданны. Третий вариант является наиболее простым, он дает результаты, близкие к опытным, однако требует, как и второй, корректировки формулы норм для подсчета относительной высоты сжатой зоны бетона. При этом исходили из предпосылки, что для элементов треугольного сечения соотношение между опытной и расчетной величинами ξ в стадии эксплуатации должно примерно соответствовать такому же соотношению для образцов прямоугольного сечения.

Для определения ξ в элементах треугольного сечения можно рекомендовать формулу

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{15\alpha\mu}} \quad (2)$$

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизну изгибаемых элементов треугольной формы поперечного сечения, выполненных без преднапряжения, предлагается подсчитывать по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{A_b E_b \nu} \right), \quad (3)$$

где A_b — площадь бетона сжатой зоны, см².

При этом относительную высоту сжатой зоны находят по формуле (2), а в выражениях (162)—(164) СНиП 2.03.01—84 b заменяют величиной b_m , равной полусумме оснований трапецевидного или треугольного сечения.

Сопоставление опытных деформаций с расчетными по предлагаемому способу для элементов треугольного сечения дает удовлетворительное совпадение — расчетные деформации растянутой арматуры превышают опытные в среднем на 11%, а расчетные деформации сжатого бетона и кривизны меньше опытных на 5 и 1% соответственно.

Исследования изгибаемых элементов различного поперечного сечения при разном армировании и прочности бето-

на свидетельствуют о том, что форма сечения влияет на прочность, трещиностойкость и деформативность элементов. Разработанные предложения позволяют учесть это обстоятельство в практических расчетах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Саканов К. Т. Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов с различной формой поперечного сечения // Совершенствование технологии и расчета железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1984. — 155 с.
2. Аубакиров Г. Т. Экспериментально-теоретические исследования влияния формы поперечного сечения на прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М.: 1977. — 20 с.

На ВДНХ СССР

Декоративные бетоны

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» АрмНИИСА представляет разработанные составы легких декоративных бетонов, получаемых на базе отходов природных пористых заполнителей, преимущественно цветных туфов местных месторождений.

При подборе составов получают бетоны с различной окраской в зависимости от цвета заполнителей, с разной фактурой и рисунком при максимальной экономии вяжущего.

Результаты испытаний бетонов классов В7,5...В12,5 на морозостойкость показали, что отделочные слои из декоративных бетонов выдерживают без значительного изменения внешнего вида, снижения прочности и массы до 50 циклов испытаний. Это свидетельствует об их высокой долговечности и хороших эксплуатационных качествах.

Для отделки панелей в заводских условиях предлагается следующая технология: на свежесформованный отвибрированный и выровненный конструкционный бетон укладывают (не позже чем через 30 мин) лицевой стороной вверх декоративную бетонную смесь одного цвета для получения однотонной фактуры или нескольких цветов — для многоцветной отделки. Смесь выравнивают, уплотняют, после чего изделие пропаривают. Лицевую поверхность затвердевшего бетона фрезеруют, в результате чего обнажается цветной заполнитель.

Применение указанной технологии с учетом использования ежегодных крупных скоплений туфовых отходов приводит к снижению себестоимости 1 м² отделки в среднем до 6 р. Декоративные бетоны можно рекомендовать для широкого использования в строительстве при отделке фасадов зданий и сооружений.

Расчет железобетонных рам, несущих каменные стены

В соответствии со СНиП II-22-81 элементы (перемычки, рандбалки, рамы), поддерживающие каменные стены, рассчитывают на нагрузку от балок и настилов перекрытий, опирающихся на кладку, и на давление от свежееуложенной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой равной $1/3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

Расчет производят обычными методами строительной механики, а вычисленные усилия намного превосходят те, которые фактически действуют в период эксплуатации сооружения, поскольку считается, что отвердевшая кладка включается в работу вместе с поддерживающей балкой. Такой подход приводит к тому, что сечения поддерживающих стены конструкций проектируют весьма громоздкими, перерасходуется большое количество бетона и арматуры, которые в эксплуатационной стадии работают с напряжениями, составляющими менее 50% расчетных. Кроме того, завышенные габариты сечений серьезно усложняют возведение конструкций, особенно при монолитном варианте.

Между тем, как показали эксперименты, каменная кладка в любом случае (даже при нулевой прочности раствора) обладает определенной связностью и способна работать совместно с нижележащей конструкцией, существенно изменяя общее распределение усилий в ней.

Впервые совместное деформирование железобетонной балки и каменной кладки предложено учитывать в расчете в работе [1]. Разработанная методика расчета рандбалок и перемычек давно вошла в практику инженеров-проектировщиков.

Развивая идею совместной работы несущей конструкции и кладки на বেশепролетные железобетонные рамы, поддерживающие стены, можно предложить расчетную схему, отвечающую реальной работе таких систем. Раму условно считают лежащей на упругом основании, которым является каменная кладка, и загружают вертикальными силами, равными опорным реакциям от

расчетной нагрузки. Расчет удобно производить методом сил. Коэффициенты канонических уравнений (единичные перемещения и свободные члены) складываются из двух величин [2]:

$$\left. \begin{aligned} a_{mn} &= \delta_{mn} + b_{mn}; \\ A_{mp} &= \Delta_{mp} + B_{mp}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где δ_{mn} , Δ_{mp} — перемещения, зависящие от деформации элементов, не связанных с упругим основанием; b_{mn} , B_{mp} — перемещения, зависящие от деформаций элементов, лежащих на упругом основании.

Перемещения b_{mn} и B_{mp} определяют как углы поворота и осадки в элементе рамы на упругом основании в местах примыкания к нему других элементов, где в основной системе необходимо иметь шарниры.

Рассмотрим пример расчета железобетонной рамы, несущей кирпичную стену без проемов. Перемещения в балке на упругом основании найдены по формулам [3]. Коэффициент постели основания (в данном случае свежееуложенной или оттаявшей кладки) принят равным 11 кг/см^3 .

Пример. Необходимо найти расчетные изгибающие моменты в железобетонной portalной раме, несущей кирпичную стену в стадии оттаивания и элементы покрытия (рис. 1). Размеры подошвы фундамента $260 \times 340 \text{ см}$ ($I_{\phi} = 85,3 \cdot 10^7$); коэффициент постели грунта $C_{\text{гр}} = 11 \text{ кг/см}^3$.

В качестве лишних неизвестных приняты моменты в углах рамы в местах защемления стоек в фундамент (см. рис. 1). Используя симметрию геометрической схемы и нагрузки, сводим задачу к решению системы линейных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} a_{11} M_1 + a_{12} M_2 + A_{1p} &= 0; \\ a_{21} M_1 + a_{22} M_2 + A_{2p} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Линейная характеристика S ригеля как балки на упругом основании:

$$S = \sqrt{\frac{4EI_p}{b_p C_{\text{гр}}}} = 541 \text{ см.} \quad (3)$$

Поскольку $l/S = 3,1$ (l — длина ригеля), балку можно считать длинной, т. е. с нулевыми значениями усилий на краю, свободном от нагрузки. Для удобства вычислений все коэффициенты уравнений принимаем кратными $6EI_k$. Влияние упругой заделки колонны в грунте на ее перемещение учитываем, введением коэффициента e , равного $6EI_k$ — кратному углу поворота фундамента от $M = 1$.

Учитывая (1), вычисляем единичные и грузовые перемещения в уравнениях (2):

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= 6EI_k \left(\frac{1}{3} h \frac{1}{EI_k} + \frac{1}{C_{\text{гр}} I_{\phi}} \right) = 2h + e = 9,2 \cdot 10^3; \\ a_{12} = a_{21} &= 6EI_k \frac{1}{6} h \frac{1}{EI_k} = h = 1,3 \cdot 10^3; \\ a_{22} &= 2h + 6EI_k \frac{S}{EI_p} = 3,63 \cdot 10^3; \\ A_{1p} &= 0; \\ A_{2p} &= 6EI_k N \frac{S^2}{2} \frac{1}{EI_p} = 10,4 \cdot 10^{10}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

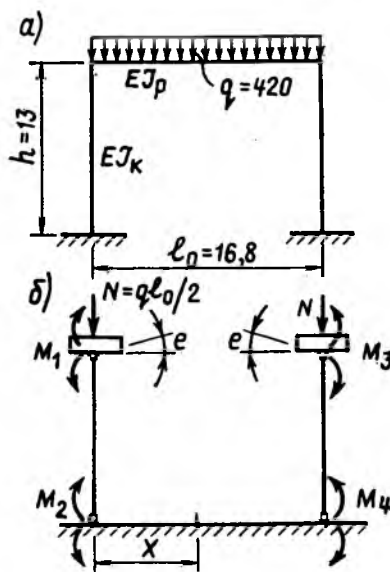


Рис. 1. Расчетная схема portalной рамы (а) и основная система метода сил (б)

Решая уравнения, отыскиваем неизвестные моменты $M_1=428$ и $M_2=-3030$ кН·м. Для построения эпюры моментов в ригеле загрузим его краевыми сосредоточенной силой N ($M_x=-SN\eta_2$) и моментом M_2 ($M_x=M_2\eta_3$), где η_2, η_3 — коэффициенты Циммермана для балки на упругом основании [3].

Окончательная эпюра M приведена на рис. 2. Максимальные опорные и пролетные моменты, вычисленные предлагаемым методом, в среднем на 25% ниже, чем при расчете, не учитывающем совместную работу элементов рамы и кирпичной стены.

Многопролетную раму рассчитывают в таком же порядке. Формула для определения угла поворота d балки при нагружении ее моментами и сосредоточенными силами в произвольной точке получена на основании общих решений для длинной балки на винклеровом основании:

$$d = M \frac{S}{4} \eta_4 - N \frac{S^2}{4} \eta_2. \quad (5)$$

Проектируя конструкции таким способом, можно проверять прочность кладки на смятие в зонах, прилегающих к углам рамы. С этой целью вычисляют отпор упругого основания q при краевом нагружении балки (ригеля) силой N ($q'_x = \frac{2}{3} N \eta_1$) и моментом M_2 ($q''_x = \frac{2}{S^2} M_2 \eta_4$). Суммированием эпюр q от правого и левого нагружений устанавливают q_{max} , в соответствии с которым в необходимых случаях (т. е. при $\sigma > R_{cm}$, где R_{cm} — расчетное сопротивление кладки при смятии) производят косвенное армирование стены.

Совместная работа железобетонных рам, нагруженных кладкой стен, способствует предотвращению возникновения трещин в бетоне рам и замедляет раскрытие уже образовавшихся трещин. Экспериментальные данные [4] свидетельствуют о том, что деформации железобетонных рам вплоть до образования первого пластического шарнира остаются малыми, а усилия в элементах распределяются пропорционально прикладываемой нагрузке. Все это дает основание считать, что предлагаемый расчет железобетонных рам при нагружении каменной кладкой как упругой системы, взаимодействующей с упругим основанием, отвечает реальным условиям работы этих конструкций.

Поскольку при проектировании конкретных конструкций выбрать сразу оптимальные сечения элементов рамы бывает затруднительно, расчет обычно приходится выполнять дважды — пер-

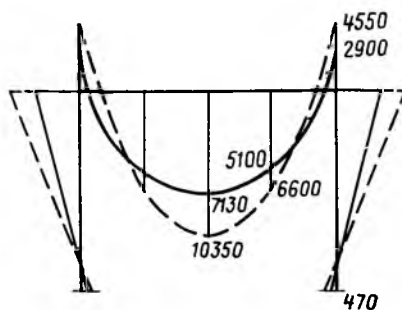


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов в раме — — — по обычной методике; — — — по предлагаемой методике

вый раз для окончательного назначения размеров поперечных сечений ригелей и стоек, второй — для определения количества арматуры в элементах.

Выводы

Рекомендуемый метод расчета желе-

зобетонных рам под висячие каменные стены неоднократно применялся авторами при проектировании театрально-зрелищных зданий. Это позволило существенно уменьшить сечения элементов рам, сократить расход бетона и арматуры, облегчить возведение конструкций, а также гарантированно обеспечивать прочность кладки в надопорных зонах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Жемочкин Б. Н. Расчет рандбалок и перемычек. — М.: Госстройиздат, 1960. — 227 с.
2. Киселев В. А. Балки и рамы на упругом основании. — М.: ОНТИ, 1936. — 228 с.
3. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. — М.: Госстройиздат, 1964. — 658 с.
4. Васильев В. Г., Фесик С. П. О несущей способности железобетонных рам // Бетон и железобетон. — 1968. — № 11. — С. 38—41.

Вопросы экономики

УДК 666.982:691.004.18

В. А. КОЧЕТОВ, Л. Я. ИЛЬКЕВИЧ, кандидаты техн. наук (ЦНИИС)

Технико-экономическая оценка безопалубочного формования преднапряженных изделий на длинных стендах

За последнее десятилетие в развитых капиталистических странах широкое распространение получила технология непрерывного безопалубочного формования сборных железобетонных конструкций на длинных стендах (ТБФ) [1]. По этой технологии изготавливаются многослойные и сплошные плиты перекрытий и покрытий, линейные элементы таврового, двутаврового и многогранных сечений, колонны, ригели, балки, наружные стеновые панели и другие элементы.

Эта технология постепенно начинает внедряться и в нашей стране. В 1980—1982 гг. приняты в эксплуатацию три двухпролетных цеха по производству многослойных плит в городах Полевское (Свердловской обл.), Минске, Уфе. Оборудование на эти заводы поставлено в свое время западногерманской фирмой «Макс-Рот». Однако опыт эксп-

луатации указанных предприятий пока не оправдал себя. Так, до настоящего времени фактические показатели заводов значительно отстают от плановых. Ни один из них не вышел на проектную годовую мощность (110 тыс. м³ многослойных плит). Сохраняется относительно высокая себестоимость продукции.

Сложившееся положение дел объясняется целым рядом причин. Одни из них не зависят от деятельности заводов ЖБИ и обусловлены просчетами при закупке зарубежного оборудования, трудностями с заменой и поставкой запчастей, низким качеством исходного сырья и материалов, недоработками проектных организаций. Другие связаны с недостаточной четкой организацией труда на заводах и низкой культурой производства.

Основными недостатками при проек-

тировании заводов БФ явились: использование малопроизводительного тракта подачи бетонной смеси от БСУ к бетоноформовочным машинам, явно сдерживающего темп их работы; отсутствие мест складирования готовых изделий в конце стэнда и незадействованность в связи с этим самоходных машин с вакуумными присосками для вывоза готовой продукции. В конце пролета не предусмотрены пути для переезда бетоноформовочной машины со стэнда на стэнд, в результате чего требуется ее разборка на отдельные узлы и транспортировка их мостовым краном на другой стэнд с последующей сборкой.

В соответствии с проектными разработками в каждом из двух пролетов цеха (2×24×216 м) размещено по три металлических стэнда шириной 4 м. Как показывают расчеты, это же число стэндов можно было разместить в 18-метровых пролетах (или вместо трех стэндов в существующих 24-метровых пролетах расположить четыре). Все это повысило бы съем продукции с 1 м² производственных площадей не менее чем на 15...20%.

Стремление увеличить выпуск продукции привело наших специалистов к решению о закупке не до конца апробированного импортного оборудования для изготовления железобетонных плитных конструкций шириной 3,6 м, хотя бетоноформовочные машины, применяемые самой фирмой «Макс-Рот», как, впрочем, и других подобных зарубежных фирм, рассчитаны на производство железобетонных изделий с максимальной шириной 2,4 м. Использование же такого оборудования вызвало усложнение всей технологической цепочки, так как возросла масса бетоноформовочных машин, потребовалось применение двух мостовых кранов большей грузоподъемности, при одновременной работе которых заметно усложнилось большинство транспортных операций.

Вместе с тем при закупке новой технологии неточно была определена потребность в запасных узлах и агрегатах (гидравлические насосы для перекачки горячего масла, высокочастотные вибраторы, дисковые пилы с алмазными наконечниками и т. д.), которые в нашей стране практически не выпускаются.

Почти на всех отечественных заводах БФ не соблюдаются требования к исходному сырью и материалам для изготовления многпустотных плит. Это ведет к браку продукции, частым простоям из-за поломок оборудования, перерасходу цемента и, как следствие, к удорожанию готовой продукции.

Одной из основных причин, помимо вышеуказанных, сдерживающей распространение ТБФ в нашей стране, явилось технико-экономическое обоснование (ТЭО), полученное не совсем в ее пользу. В связи с этим дадим краткую оценку результатов технико-экономического сопоставления производства преднапряженных железобетонных многпустотных плит перекрытий, изготавливаемых по трем технологиям: агрегатно-поточной (АПТ), конвейерной (КТ) и ТБФ.

В таблице приведены относительные технико-экономические показатели (в %) производства многпустотных плит перекрытий по сравниваемым технологиям. Сравнению подлежали плиты новой серии 0-312, разработанные УралпромстройНИИпроектом [2] совместно с НИИЖБом, и типовые плиты серий ИИ-04-4 и 1-241, изготавливаемые по АПТ и КТ. Длина плит с учетом потребности в них и перспективности принята 6, 9 и 12 м, ширина 1,2...1,5 м и высота 22 см. Для расчета ТЭО за основу взяты проектные данные цехов БФ размером 24×216 м, а для АПТ и КТ — типовой цех размером 18×144 м. При этом Гипростроммаш и НИИЖБ технологию БФ сравнивали только с АПТ, считая, что по ней производится более 93% всех многпустотных плит в нашей стране. В качестве исходных данных для расчета себестоимости плит УралпромстройНИИпроектом и НИИЖБом приняты средние планово-фактические показатели Северского завода ЖБИ в г. Полевское, а Гипростроммашем — проектные показатели завода ЖБИ № 6 ПО Минскжелезобетон. Все показатели по ТБФ приняты за 100%.

Как видно из таблицы, ТБФ для плит длиной 9 и 12 м в большинстве рассматриваемых вариантов по основному показателю приведенных затрат равнозначна с традиционными технологиями и несколько проигрывает по этому показателю для плит длиной 6 м. Причины: повышенная себестоимость плит вследствие увеличенного расхода цемента и энергии, а также за счет более высоких показателей капитальных вложений и сопутствующих им факторов, в частности, более низкой производственной мощности цехов БФ.

Увеличение в 1,3 раза расхода цемента и, соответственно, стоимости бетона в плитах серии 0-312 объясняется более жесткими требованиями к бетону этих плит, марка которого должна быть М400 или М500, в то время как для типовых плит она не превышает М300. Если же принять для технологии БФ бетон М300, что разрешается альбомом рабочих чертежей плит серии 0-312, то его стоимость по сравнению со стоимостью бетона плит, изготавливаемых по АПТ и КТ, или окажется одинаковой, или незначительно превысит их.

Завышенный расход энергии в расчетах УралпромстройНИИпроекта получен с учетом максимального потребления газа на Северском заводе ЖБИ в зимний период, в то время как для АПТ и КТ расход пара принят в соответствии с требованиями СН 513-79, норматив которого явно (на 15...50%) занижен по сравнению со среднестатистическими данными подавляющего большинства заводов ЖБИ и ДСК.

Высокая капиталоемкость технологии БФ вызвана неоправданно высокой сто-

Вид технологи	УралпромстройНИИПроект			НИИЖБ	Гипростроммаш (цех размером 24×204 м)	
	Длина плит, м					
	6	9	12	9	6 и 9	9
Годовая мощность пролета						
АПТ	106,8	125,1	142,3	133,3	127,0	123,0
КТ	208,3	217,1	210,2	—	—	—
Выработка на одного рабочего						
АПТ	27,7	22,9	27,0	60,6	65,1	65,1
КТ	47,2	31,4	29,7	—	—	—
Себестоимость переработки						
АПТ	98,1—101,9	94,8—109,1	97,1—107,8	120,0	100,6	111,7
КТ	94,3—96,2	89,6—103,9	92,2—102,9	—	—	—
Удельные капиталовложения						
АПТ	54,3—56,5	59,6—63,8	59,0—63,9	43,1	61,3	62,4
КТ	67,4—69,6	72,3—76,6	55,7—60,7	—	—	—
Приведенные затраты						
АПТ	91,7—95,0	91,6—104,8	92,9—102,7	109,1	95,0	104,0
КТ	90,0—91,7	88,0—102,4	87,5—98,2	—	—	—
Трудоемкость						
АПТ	400—500	500—700	300—400	268,0	154,0	154,0
КТ	300—400	400—600	200—350	—	—	—

Примечание. Трудоемкость рассчитана только по формовочному и арматурному цехам.

имостью здания цеха в связи с нерациональным проектным решением, по которому его габариты завышены сверх требуемых более чем на 20%.

Определенное влияние на увеличение приведенных затрат оказала и себестоимость строительно-монтажных работ, которая для плит БФ оказалась несколько большей по сравнению с типовыми плитами. Очевидно, что массовое применение плит серии 0-312 и разработка более индустриальных методов заделки стыков между ними приведут к снижению трудозатрат.

Гипростроммаш, учтя отдельные недостатки проектирования отечественных заводов БФ, рассмотрел 8 вариантов технологических линий по производству многоспустотных плит шириной 1,5 и 1,2 м. В результате проведения ТЭО в четырех вариантах, включая варианты с изготовлением плит длиной 9 м и с применением БТЦ, получен экономический эффект от 40 до 81 тыс. р. в год. В остальных вариантах улучшены такие удельные показатели, как выработка на 1 рабочего, металлоемкость и съем с 1 м² производственной площади. В шести вариантах из восьми получено снижение себестоимости плит по сравнению с АПТ.

Приведенные затраты при БФ в расчетах Гипростроммаша можно было бы уменьшить значительно больше, принимая не показатели финской фирмы «Партек», а, к примеру, данные фирмы «Спэнкрит» (США) или другой финской фирмы — «Ракенсвалмисте». Последняя в настоящее время выпускает многоспустотные плиты на безвибрационных экструдерах принципиально нового типа, введя в свое производство целый ряд таких усовершенствований, как автоматизация БСУ, тракта подачи бетонной смеси, распиловки плит и погрузки их на складе готовой продукции. Внедрение указанных мероприятий позволило вдвое (против фирмы «Партек») сократить численность работающих, снизив при этом основную и дополнительную заработную плату, отчисления на социальное страхование, затраты по охране труда и технике безопасности, цеховые и общезаводские расходы.

Как видно из приведенного анализа, только корректировка и точный расчет вышеуказанных исходных данных позволяют значительно уменьшить приведенные затраты ТБФ для плит длиной 6 м и приблизить их по абсолютным значениям к приведенным затратам КТ и тем более АПТ.

Однако при существующей методике определения экономической эффективности новой техники (СН 509-78) от-

дельные технико-экономические показатели ТБФ не могут быть количественно оценены. Так, известно, что бетоноформовочные машины для непрерывного формирования могут без существенной перестройки изготавливать железобетонные конструкции с изменяемыми геометрическими размерами. При КТ или АПТ изменение габаритов изделий в большинстве случаев вызывает необходимость смены оснастки и содержания дополнителя парка форм. Снятые с производства формы должны храниться на складах заводов, где отчисления на их амортизацию составляют по нормам 19,6% их балансовой стоимости, что соответственно увеличивает себестоимость изготавливаемых плит. С увеличением парка форм соответственно возрастает не только металлоемкость оборудования, но и перерасход цемента и бетона, что также не учитывается в ТЭО.

Не менее важной является проблема улучшения качества изделий, которая в ТБФ решается с помощью высокомеханизированных, а на некоторых фирмах — автоматизированных самоходных бетоноформовочных машин, без участия людей. Однако это обстоятельство также не учитывается в ТЭО. Не принимается во внимание и такой важный фактор, как социальный, который при ТБФ кардинально улучшен ввиду отсутствия в цехе пара, снижения шума и вибрации на рабочих местах.

В заключение следует подчеркнуть, что внедрение ТБФ должно проводиться не на импортном оборудовании, а на своем — отечественном. Для этого необходимо развернуть соответствующие НИОКР, провести вариантное проектирование с более тщательным ТЭО и с учетом всех существующих способов непрерывного БФ, а не только способом фирм «Макс-Рот» или «Партек».

Выводы

Проведенный технико-экономический анализ применения на отечественных заводах технологии непрерывного безопасного формирования железобетонных преднапряженных плит перекрытий по способу «Макс-Рот» показал следующее.

Имеющие место недостатки в практике ее применения вызваны неточным ТЭО, ошибками, допущенными при закупке импортного оборудования, проектными недоработками, поставками некондиционных материалов, а также управленческо-организационными недоработками.

Данная технология позволяет экономить такие дефицитные ресурсы, как рабочая сила, металл, способствует повышению качества и долговечности вы-

пускаемой продукции, улучшает социальные и санитарно-гигиенические условия труда рабочих, являясь в то же время высокомеханизированной и универсальной технологией, пригодной для производства широкой номенклатуры изделий.

Существующая инструкция СН 509-78 не позволяет в полной мере определять эффективность мероприятий НТП и требует пересмотра.

Наиболее успешное развитие ТБФ в нашей стране можно ожидать на отечественном оборудовании, разработку и внедрение которого следует наладить в ближайшее время.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кочетов В. А. Технология непрерывного безопасного формирования железобетонных конструкций на длинных стендах (зарубежный опыт). — Экспресс-информ. / ВПТИтрансстрой. — М., 1986. — Вып. 2. — 46 с.
2. Захарова Л. С., Тришкина Т. И., Эпп А. Я. Эффективность производства многоспустотных преднапряженных плит перекрытий методом непрерывного безопасного формирования // Исследование работы прогрессивных железобетонных конструкций: Тр. Ленпроектстройпроект. — Л., 1984. — 86 с.

Авторские свидетельства

№ 4*

1286419. ЦНИИпромзданий. Н. И. Воинов, В. И. Старцев, Э. Н. Колыш и Г. П. Володин. Форма для изготовления предварительно напряженных изделий с поперечными ребрами.

1286420. Л. И. Магро. Пустотообразователь.

1286421. Челябинский ПромстройНИИ-проект. А. Е. Кузовенков и А. А. Пау. Устройство для распушки объемных элементов типа «колпак».

1286561. Херсонский сельскохозяйственный ин-т. В. И. Сердюк и Н. Н. Добрянский. Бетонная смесь.

1286562. Карагандинский политехнический ин-т и Шахтинский з-д синтетических моющих средств. А. М. Кононенко, В. В. Ярошевский, О. П. Мchedлов-Петросян и др. Способ приготовления бетонной смеси.

1286564. Липецкий политехнический ин-т. Г. В. Васильева, А. Д. Корнеев, В. Н. Козомазов и С. К. Шулёпов. Полимербетонная смесь.

1286565. Марийский политехнический ин-т. Способ приготовления асфальтобетонной смеси.

1286699. ВЗИСИ. Б. С. Васильков, Т. Н. Печановская и В. Г. Абрамкин. Стена.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1987.

УДК 662.613.11.004.8

С. И. ПАВЛЕНКО, канд. техн. наук (Сибирский металлургический ин-т);
А. В. БЕССОНОВ, инж. (Томь-Усинская ГРЭС)

Использование отходов ГРЭС в бетонах

На Томь-Усинской ГРЭС ежегодный выход зол и шлаков от сжигания кузнецких каменных углей составляет 700...750 тыс. т, в отвалах скопилось около 16 млн. т, из них 100...130 тыс. т. (15...18%) составляют шлаки, 600...620 — мелкодисперсные золы.

Совместно с Новокузнецким отделением УралНИИСтромпроекта и ПГО Запсибгеология установлена возможность их использования для изготовления различных строительных материалов, легких и тяжелых бетонов. Основные характеристики отходов приведены в таблице. Золы и шлаки удовлетворяют требованиям ГОСТ 25592—83 и 25818—83 для применения их в бетонах.

С 1981 г. 6...7 тыс. т в год золы гидроотвалов ГРЭС использует трест Стройиндустрия Главкузбасстроя в производстве наружных блоков крупноблочных домов сер. 81. Объемы применения золошлаковых смесей и золы гидроотвалов можно значительно увеличить вследствие строительства на ГРЭС железобетонных подъездных путей и организации производства во многих городах Кузбасса крупных шлакозолоблоков и мелкоштучных бетонных стеновых камней по ГОСТ 6133—84.

Опыт по производству стеновых камней (шлакоблоков для стен и шлакоплитки для перегородок) накоплен на заводе «Стройдеталь» треста Киселевскашхострой, где их выпускают с конца 1984 г. в объеме 5 тыс. м³ в год. Каждый такой блок на 2...3 кг легче по сравнению с блоками из доменного гранулированного шлака (21...22 кг вместо 23...25), на 10 % меньше расход цемента и каждый 1 м³ на 1 р. дешевле из-за уменьшения стоимости сырья.

В 1984 г. на ГРЭС введена в эксплуатацию установка по переработке огненно-жидкого шлака в песок для бетонов мощностью 100 тыс. т дробленого шлака в год, спроектированная Новокузнецким отделением УралНИИстромпроекта (рис. 1).

Технология переработки шлака в песок заключается в отборе его из шлакопровода, осаждении в трех шлакоотстойных

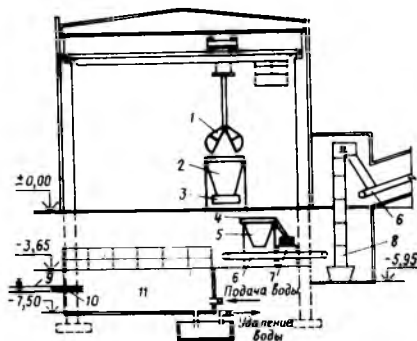


Рис. 1. Схема переработки шлака на Томь-Усинской ГРЭС

1 — грейфер; 2 — бункер для песка; 3 — вибропитатель; 4 — грохот; 5 — тещка-бункер; 6 — ленточный конвейер; 7 — валковая дробилка; 8 — элеватор; 9 — шлакопровод; 10 — шандоры; 11 — бассейн

Наименование отходов	Химический состав, %									Удельная поверх- ность, см ² /г	M _к	Плотность, кг/м ³
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	FeO	R ₂ O	SO ₃	п.п.п.			
Зола гидро- удаления	48,32	27,57	5,43	0,65	6,43	0,47	0,70	1,03	9,42	2960	—	820/2090*
Зола сухого отбора	52,90	27,01	2,65	0,96	6,25	0,54	0,86	0,94	6,84	3220	—	896/2120
Шлак плот- ный дроблен- ный фракции С...5 мм	62,20	23,74	1,70	2,16	6,44	—	2,59	—	—	—	3,2	1400/2350
Пористый шлак	61,50	19,50	4,90	2,12	3,00	4,40	1,25	0,78	4,78	—	—	468/2150
Золошлаковая смесь	55,42	24,50	2,97	1,15	5,86	0,98	1,36	0,68	5,94	—	2...3	1250/2280

* Перед чертой — насыпная; после черты — истинная.

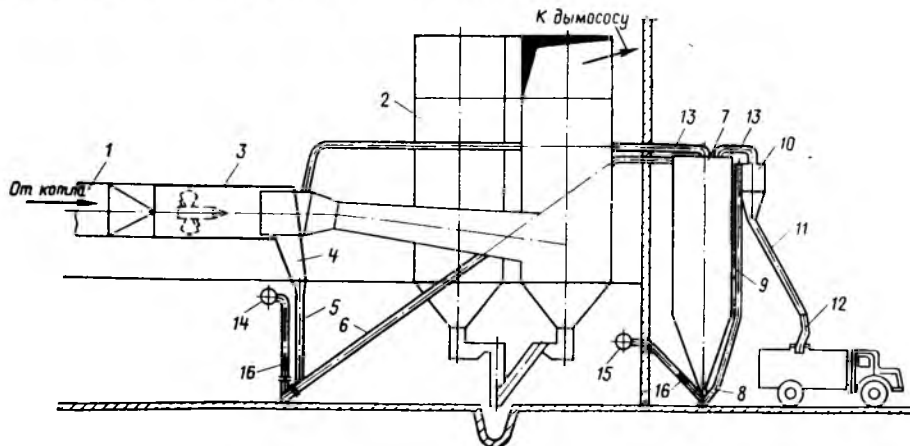


Рис. 2. Схема установки отбора золы с золоконцентратором

1 — газоход котла; 2 — золоуловитель с трубой Вентури; 3 — золоконцентратор; 4 — исходящий патрубок; 5 — вертикальный трубопровод; 6 — транспортный золопровод; 7 — бункер золь; 8 — смеситель; 9 — трубопровод подъема золь; 10 — пылеотделитель; 11 — золопровод выдачи золь; 12 — рукав; 13 — отсос; 14 — коллектор 0,14 МПа; 15 — коллектор 0,18 МПа; 16 — вентиль диаметром 20 мм

камерах, дробленні і складированні в бункерах*.

ГРЭС внесены изменения в технологию переработки шлака. Ввиду его высокой абразивности (алюмосиликатное стекло плотной структуры) предусмотренная проектом молотковая дробилка в течение суток выходила из строя, песок не отвечал требованиям ГОСТа по рассеву и M_K (3,44 вместо 2,3...3,25). Ее заменили двумя валковыми дробилками собственной конструкции с двухстадийным дроблением с зазорами между валками 3 и 0 мм. При этом отпала необходимость применения грохота, обеспечиваются требования ГОСТ 25137—82 на песок в качестве мелкого заполнителя тяжелых бетонов. Использование валковых дробилок и двухстадийного дробления значительно сократило воздействие абразивности материала на металл, теперь наплавку поверхности валков производят раз в два месяца.

* Бессонов А. В. ГРЭС выпускает песок // Строительная газета. — 1985. — 2 окт.

Использование дробленого шлака в качестве песка или основного заполнителя для мелкозернистых тяжелых бетонов очень выгодно предприятиям строительной индустрии, поскольку, отпускная цена 2,34 р. за 1 м³ в 2...3 раза ниже стоимости песка, завозимого из других областей (Томской, Омской, Новосибирской). Но эта цена невыгодна ГРЭС, так как она обеспечивает самоокупаемость, но не дает прибыли.

Из 130 тыс. т выпускаемого ГРЭС шлака 100 тыс. т пропускают через дробильный комплекс — это плотный шлак, около 30 тыс. т пористого шлака еще продолжает транспортироваться в отвалы. Пористый шлак — ценный материал для приготовления легких бетонов, однако его отбор связан с крупной реконструкцией ГРЭС и экономически нецелесообразен. Пропуск его с водой через дробильный комплекс ухудшает сыпучесть плотного шлака, поскольку пористый шлак при двухстадийном дроблении превращается в мелкодисперсную пасту и, кроме того, часть его уносится с водой, не успевая осесть в шлакоотстойных камерах.

Эту задачу предполагается решить в ближайшее время и увеличить таким образом на 30 тыс. т выход мелкого заполнителя для бетонов. В этом случае шлак будет использоваться на 100 %.

Рационализаторы ГРЭС разработали устройство и схему отбора сухой золы до смешения ее с водой в скрубберах (рис. 2). С помощью золоконцентратора, смонтированного в газоход, зола концентрируется, освобождается от дымовых газов и сжатым воздухом по трубам подается в металлическую емкость цилиндрической формы с конусообразным окончанием. На ГРЭС в качестве емкости использовали отработавший свой срок циклон, удалив из него внутреннюю начинку.

Отбор сухой золы организован только от одного газохода котла и составляет 0,5 т/ч. Таких газоходов на каждом котле 10, в шести из которых можно смонтировать золоконцентраторы и получать ежегодно свыше 300 тыс. т сухой золы.

Выпускаемую сухую золу использует расположенный рядом Томусинский завод ЖБИ Минэнерго СССР в качестве добавки в бетоны с целью экономии цемента и улучшения качества конструкций. Сухая зола и дробленый шлак ГРЭС, как показали исследования и опыт Томусинского завода, позволяют экономить до 30 % цемента, улучшить качество конструкций, значительно снизить расход природных заполнителей в тяжелых бетонах и керамзитового гравия в легких бетонах.

Теория

УДК 624.072.012

В. М. МИТАСОВ, канд. техн. наук, П. П. БЕХТИН, инж. (Новосибирский инженерно-строительный ин-т)

Смешанное армирование при разных уровнях предварительного натяжения

Известны теоретические и экспериментальные работы, посвященные изучению смешанного армирования [1...3]. Методика расчета, основанная на использовании реальных диаграмм деформирования, позволяет по-новому подойти к такому виду армирования.

Основные требования, предъявляемые к смешанному армированию [1, 2], заключаются в том, что в стадии эксплуатации растянутая арматура должна работать упруго, а в предельном (по прочности) состоянии прочностные свойства арматуры должны использоваться максимально полно.

Их соблюдение позволяет сблизить работу напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в рассматриваемых стадиях. При этом эффективно используются деформативные и прочностные свойства напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Считается, что если подобрать соответствующим образом классы напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, то указанные условия будут соблюдаться. Однако существуют другие факторы (уровень предварительного натяжения напрягаемой арматуры, относительное положение армирования), учет которых требует введения в расчет на реальных диаграммах деформирования материалов. Основными предпосылками для реализации указанных требований являются условия совместности деформаций и физические уравнения, связывающие напряжения с деформациями.

На основании гипотезы плоских сече-

ний выведены условия совместности деформаций:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_b &= -y \left(\frac{1}{r} + \frac{\epsilon_{b1} - \epsilon'_{b1}}{h_0} \right); \\ \Delta \epsilon_{sp} &= \frac{h_0}{r} + \epsilon_{bm} - \epsilon_{b2} - \epsilon'_{b1}; \\ \epsilon_s &= \frac{a'}{r} + \epsilon_{bm} - \epsilon_{b2} - \epsilon'_{b1}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где ϵ_b — деформация бетона сечения; $\Delta \epsilon_{sp}$ — приращение деформаций напрягаемой арматуры к деформации ее предварительного натяжения с учетом первых потерь; ϵ_s — деформация ненапрягаемой арматуры; ϵ_{bm} — деформация верхнего волокна сечения (при $y=z$); ϵ_{b1} , ϵ'_{b1} — деформации ползучести бетона на уровне центра тяжести нижнего ряда арматуры и верхнего волокна бетона; ϵ_{b2} — деформация усадки бетона; z , r — расстояния от нейтрального слоя до верхней грани бетона, центра изгиба (рис. 1); h_0 — расстояние от верхнего волокна бетона до центра тяжести напрягаемой арматуры; a' — то же, ненапрягаемой арматуры.

Диаграмма растяжения арматурной стали с учетом упрочнения при предварительном натяжении [4] в общем случае имеет вид:

$$\Delta \epsilon_{sp} = \frac{\sigma_p - \sigma_{sp1}}{E_p} + \epsilon_{pp}, \quad (2)$$

где σ_p — напряжения напрягаемой арматуры; σ_{sp1} — предварительное натяжение арматуры с учетом первых потерь; E_p — модуль упругости; ϵ_{pp} — пластическая деформация, которую достаточно

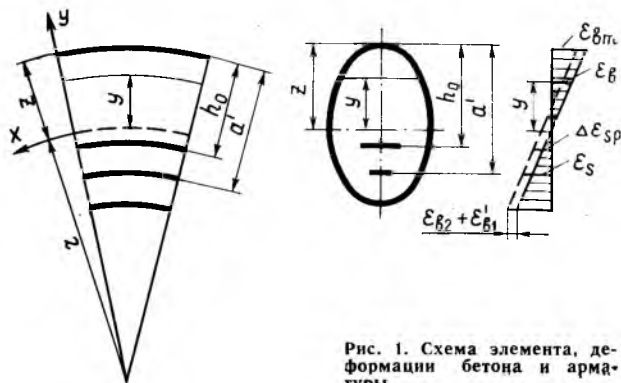


Рис. 1. Схема элемента деформации бетона и арматуры

точно можно определить с помощью кубической сплайн-интерполяции [5].

Диаграмма растяжения—сжатия ненапрягаемой арматуры

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + \epsilon_{ps}, \quad (3)$$

где σ_s — напряжения ненапрягаемой арматуры; E_s — модуль упругости; ϵ_{ps} — пластическая деформация, соответствующая напряжению в арматуре σ_s .

Для обеспечения первого требования можно поставить следующее условие: при достижении в напрягаемой арматуре условного предела упругости $\sigma_{p,el}$ ненапрягаемая арматура должна работать упруго, т. е. $\sigma_p = \sigma_{p,el}$ и $\sigma_s \leq R_{sn} \eta_s$ ($\eta_s = \sigma_{s,el}/R_{sn}$ — относительный предел упругости ненапрягаемой арматуры). Обозначим η_p — относительный предел упругости напрягаемой арматуры: $\eta_p = \sigma_{p,el}/R_{pn}$; R_{pn} , R_{sn} — нормативные сопротивления напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Учитывая это и уравнения (1) ... (3),

$$R_{sn} \geq \frac{E_s}{\eta_s} \left[\frac{R_{pn} \eta_p - \sigma_{sp1}}{E_p} - \frac{h_0 - a'}{r} \right]. \quad (4)$$

Если условие (4) выполняется, то ненапрягаемая арматура в данном сочетании с напрягаемой при данном преднатяжении и фиксированном сечении работает упруго.

Решим условие (2) совместной работы арматуры. Обозначим σ_{pm} , σ_{sm} — максимальные напряжения нормативной диаграммы растяжения (рис. 2) напрягаемой арматуры, упрочненной в результате преднатяжения, и ненапрягаемой арматуры, которые могут возникнуть в предельном состоянии (величины, близкие к временному сопротивлению); $\epsilon_{p,pm}$, $\epsilon_{p,sm}$ — пластические деформации, соответствующие напряжениям σ_{pm} , σ_{sm} ; $\epsilon_{p,py}$, $\epsilon_{p,sy}$ — то же, соответствующие $R_{pn} \gamma_{pu}$, R_{sn} ; γ_{pu} — относительный уровень напряжений напрягаемой арматуры в предельном состоянии: $\gamma_{pu} = \sigma_p/R_{pn}$. Поскольку речь идет о предельном состоянии, в расчет необходимо вводить расчетные диаграммы с коэффициентами надежности γ_p и γ_s для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Для напрягаемой арматуры:

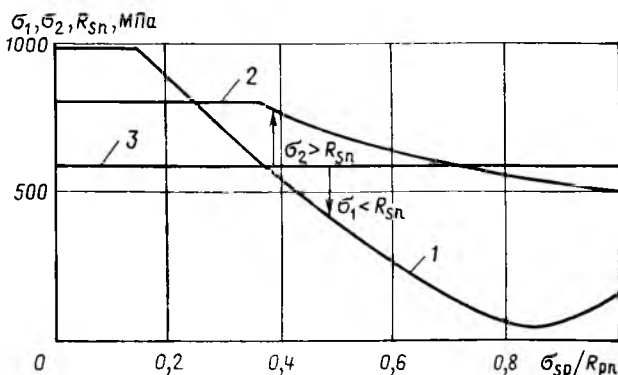
$$\Delta \epsilon_{sp} = \frac{\sigma_p - \sigma_{sp1}}{\gamma_p E_p} + \epsilon_{pp}, \quad (5)$$

для ненапрягаемой арматуры:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{\gamma_s E_s} + \epsilon_{ps}. \quad (6)$$

В общем случае второе условие можно выразить так: при достижении напрягаемой арматурой напряжения $\gamma_{pu} R_{pn}$ (упрочненной диаграммы) в ненапрягаемой арматуре напряжения должны быть не ниже R_{sn} . Отсюда следует:

Рис. 3. Диаграммы растяжения арматурных сталей: 1 — среднестатистическая; 2 — нормативная для II группы предельных состояний; 3 — расчетная для I группы предельных состояний



$\sigma_p = \gamma_{pu} R_{pn}$, $\sigma_s \geq R_{sn}$. Исходя из этого, с учетом выражений (1), (5), (6) получим:

$$R_{sn} \leq \left[\frac{\gamma_{pu} R_{pn} - \sigma_{sp1}}{\gamma_p E_p} + \epsilon_{ppy} - \epsilon_{psu} - \frac{h_0 - a'}{r} \right] \gamma_s E_s. \quad (7)$$

В некоторых случаях при выполнении условия (7) возможен разрыв ненапрягаемой арматуры раньше напрягаемой (ненапрягаемая находится ниже напрягаемой арматуры и является менее деформативной), что является нецелесообразным. Поэтому условие (7) следует ограничивать сверху, т. е. напряжения в ненапрягаемой арматуре не должны превышать некоторого максимума σ_{sm} (при достижении напрягаемой арматурой своего максимума σ_{pm}). Это ограничение выводим аналогично (7) ($\sigma_s \leq \sigma_{sm}$):

$$\sigma_{sm} \geq \left[\frac{\sigma_{pm} - \sigma_{sp1}}{\gamma_p E_p} + \epsilon_{ppm} - \epsilon_{psm} - \frac{h_0 - a'}{r} \right] \gamma_s E_s. \quad (8)$$

При соблюдении условия (8) разрыв напрягаемой арматуры возможен не позже разрыва ненапрягаемой арматуры.

Зависимости (4) и (7) с учетом выражения (8) являются условиями рациональной совместной работы напрягаемой

и ненапрягаемой арматуры для железобетонных элементов, подчиняющихся гипотезе плоских сечений. Причем $(h_0 - a')/r$ определяют из условий равновесия, с учетом принятых для каждого случая предпосылок.

Для центрально-растянутых элементов $1/r = 0$ и изгибаемых элементов при расположении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в одном ряду $h_0 = a'$ условия (4), (7) и (8) упрощаются и при этом практически не зависят от типа сечения и степени армирования:

$$\sigma_1 \leq R_{sn} \leq \sigma_2; \quad (9)$$

$$\sigma_{sm} \geq \left[\frac{\sigma_{pm} - \sigma_{sp1}}{\gamma_p E_p} + \epsilon_{ppm} - \epsilon_{psm} \right] \gamma_s E_s, \quad (10)$$

$$\text{где } \sigma_1 = \frac{E_s}{\eta_s} \left(\frac{R_{pn} \eta_p - \sigma_{sp1}}{E_p} \right);$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{R_{pn} \gamma_{pu} - \sigma_{sp1}}{\gamma_p E_p} + \epsilon_{ppy} - \epsilon_{psy} \right] \gamma_s E_s.$$

При проектировании конструкций со смешанным армированием необходимо стремиться подбирать поперечное сечение таким образом, чтобы $\gamma_{pu} \geq 1$. К со-

Ненапрягаемая арматура	Границы условия (9)	σ_{sp}/R_{pn} при напрягаемой арматуре			
		Ат-IVC 25Г2С	Ø 10...18 А-IV, 20ХГ2Ц (20ХГ2Т)	Ø 10...32 А-V 23ХГ2Т	Ø 10...14 Ат-VI, А-VI
Ø 10...32	$R_{sn} \geq \sigma_1$	0,52—1,00	0,00—1,00	0,39—1,00	0,55—1,00
А-II	$R_{sn} \leq \sigma_2$	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00
Ø 10...40	$R_{sn} \geq \sigma_1$	0,34—1,00	0,00—1,00	0,24—1,00	0,42—1,00
А-III	$R_{sn} \leq \sigma_2$	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00
Ø 10...48	$R_{sn} \geq \sigma_1$	0,52—1,00	0,22—1,00	0,38—1,00	0,53—1,00
А-IV, 20ХГ2Ц (20ХГ2Т)	$R_{sn} \leq \sigma_2$	—*	0,00—0,52	0,00—0,72	0,00—0,72
Ø 10...14	$R_{sn} \geq \sigma_1$	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00
Ат-V	$R_{sn} \leq \sigma_2$	—	—	0,00—0,37	0,00—0,45
		0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00	0,00—1,00

* Над чертой — интервалы при $\gamma_{pu} = 1$, под чертой — при $\gamma_{pu} = 0,95 \sigma_{pu}/R_{pn}$.

жалению, этого не всегда можно достигнуть, например в так называемых перearмированных элементах при $\gamma_{pu} < 1$. Если принять, что напрягаемая арматура при $\gamma_{pu} = 1$ используется оптимально, то условия (9), (10) позволяют независимо от сечения для каждой пары классов напрягаемой и ненапрягаемой арматуры подобрать такой уровень предварительного натяжения σ_{sp} , при котором данное сочетание будет наиболее рациональным с учетом отмеченных условий.

В таблице приведен пример оптимального состава смешанного армирования при механическом способе натяжения с учетом выражений (9), (10). Диаграммы описаны сплайн-интерполяцией [5], исходные данные по диаграммам взяты из источника [6], изменения свойств арматуры при предварительном натяжении учтены в соответствии с работой [4]. Чтобы не привязываться к определенной технологии изготовления конструкций, первые потери в формулах (9), (10), найденные по нормам, принимали таким образом, чтобы диапазон (9) был минимальным. Поэтому диапазон σ_{sp}/R_{pn} , приведенный в таблице, — минимально возможный для данного сочетания классов арматуры. Диапазон можно расширить, учитывая фактические первые потери и увеличивая степень использования напрягаемой арматуры в предельном со-

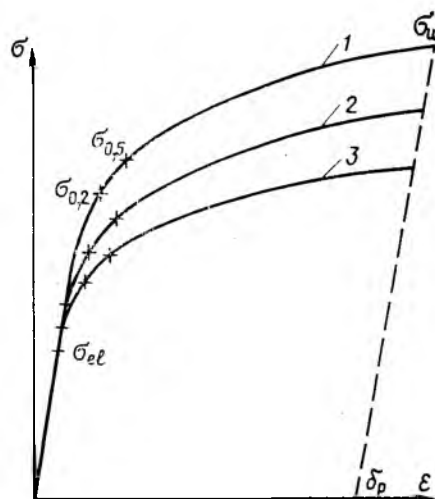


Рис. 2. Графическое определение области оптимальной работы смешанного армирования. Напрягаемая арматура $\varnothing 10...32$ А-V, 23Х2Г2Т; ненапрягаемая арматура $\varnothing 10...18$ А-IV, 20ХГ2Ц (20ХГ2Т)
1 — σ_1 ; 2 — σ_2 ; 3 — R_{sn}

стоянии до $\gamma_{pu} = 0,95 \sigma_{pu}/R_{pn}$ (σ_{pu} — временное сопротивление напрягаемой арматуры).

Таблица получена на основании рассмотрения графиков функций $\sigma_1(\sigma_{sp})$, $\sigma_2(\sigma_{sp})$ и $R_{sn}(\sigma_{sp})$. На рис. 3 приведен пример этих функций для напрягаемой арматуры $\varnothing 10...32$ А-V марки 23Х2Г2Т и ненапрягаемой $\varnothing 10...18$

А-IV марки 20ХГ2Ц (20ХГ2Т) при $\gamma_{pu} = 1$. Из рис. 3 следует, что условия (9) соблюдаются при $0,38 \leq \sigma_{sp}/R_{pn} \leq 0,72$.

Следует отметить, что условия (4), (7) ... (10) не являются достаточными для оптимальной работы конструкции. В любом случае прежде всего должны выполняться необходимые требования нормативных документов. Но учет этих условий при подборе смешанного армирования упрощает проектирование более экономичных и надежных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Головин Н. Г. Смешанное армирование железобетонных элементов // Железобетонные конструкции промышленного и гражданского строительства // Тр. ин-та / МИСИ. 1981. — № 185. — С. 117—124.
2. Артемьев В. П., Арсланбеков М. М. Выбор классов арматуры при смешанном армировании // Бетон и железобетон. — 1981. — № 5. — С. 14—15.
3. Филимонов Н. Н., Трифонов И. А. Работа смешанной арматуры изгибаемого элемента в стадии разрушения // Изв. вузов. Сер. Стр.-во и архитектура. — 1979. — № 7. — С. 1—6.
4. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1980. — 196 с.
5. Байков В. Н., Мадатян С. А., Дудолов Л. С., Митасов В. М. Об уточнении аналитических зависимостей диаграмм растяжения арматурных сталей $\sigma_a - \epsilon_a$ // Изв. вузов. Сер. Стр.-во и архитектура. — 1983. — № 9. — С. 1—5.
6. Мадатян С. А. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки // Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С. 12—13.

Долговечность

УДК 620.193:620.191.33

А. Г. ШЛАЕН, канд. техн. наук (Крымский филиал УкрНИИГиМ);
С. Н. АЛЕКСЕЕВ, д-р техн. наук, Т. Г. КРАВЧЕНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Долговечность виброгидропрессованных труб в напорных водоводах

В основных районах строительства оросительных систем залегают грунты с высокой степенью засоленности (Cl^- — 0,1 ... 0,3%, SO_4^{2-} — 0,1 ... 0,4% массы сухого грунта), а грунтовые воды содержат 3 ... 12 г/л ионов Cl^- и SO_4^{2-} . Нормативные документы ограничили мелнораторов в выборе труб для строительства водоводов. Учитывая относительно низкое рабочее давление в них

(≤ 1 МПа), применение стальных труб практически запрещено СНиП II-52-74. Асбоцементные трубы выпускаются только диаметром до 500 мм, поэтому при диаметре > 500 мм для сооружения водоводов следует использовать железобетонные напорные трубы. Долговечность этих труб по нормативным документам 50 лет.

В соответствии с ГОСТ 12856—74 и

12856—83 виброгидропрессованные трубы разрешено применять в средах, неагрессивных по отношению к бетону и арматуре.

Опыт эксплуатации мелноративных водоводов, построенных из виброгидропрессованных труб, показал, что они в некоторых районах страны интенсивно разрушаются через 2 ... 4 года работы, а полностью теряют работоспособность

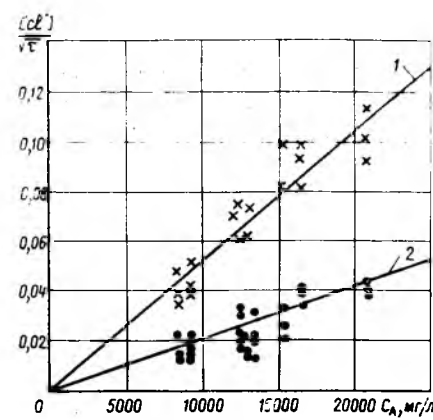
через 5...8 лет. Натурными обследованиями таких водоводов на оросительных системах Крымской обл. установлено, что причина их раннего разрушения заключается в коррозии стальной арматуры [1]. Она развивается в результате проникания в бетон агрессивного агента — хлорид-иона и накопления его у арматуры до критической концентрации [2]. Исследования [3] показали, что такой концентрацией в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ является 500 мг/л, она и была положена в основу оценки коррозионной активности среды по отношению к арматуре в бетоне.

К сожалению, существующие нормативные документы не уточняют особенностей образования и оценки коррозионной среды. ГОСТ 9.015—74 рекомендует определять содержание Cl^- по анализу водной вытяжки (1:5) из грунта или грунтовой воды. Изучение большого количества материалов изыскательских организаций показывает, что они оценивают коррозионную активность среды, строго следуя методике указанного ГОСТа. При этом создаются противоречия. Так, при содержании Cl^- 0,15 % массы сухого грунта его концентрация в водной вытяжке составляет 300 мг/л. В анализе грунтовой воды из той же скважины, что и грунт, содержание Cl^- равно 2000...4000 мг/л. В этом случае, по данным анализа грунта, среда неагрессивная, а по грунтовой воде — сильноагрессивная. Обычно мелиоративные трубопроводы укладывают во влажный, не полностью водонасыщенный грунт, расположенный выше уровня грунтовых вод. В порах его имеется электролит и некоторое количество воздуха. Именно этот электролит, а не водная вытяжка из грунта и не грунтовая вода воздействует на бетон и арматуру. Наличие воздуха в грунте и электролита с достаточно высокой концентрацией создает наиболее благоприятные условия для развития коррозии арматуры в бетоне. К сожалению, в нормативных документах нет методики определения концентрации Cl^- в поровом электролите грунта по данным водной вытяжки.

Была сделана попытка разработки методики, учитывающей фактическую концентрацию Cl^- в поровом электролите и особенности состояния воды в глинистых грунтах [4]. При этом концентрацию Cl^- в поровой влаге грунта, являющуюся показателем коррозионной активности грунта C_A , определяют по формуле

$$C_A = \frac{N}{W_e - W_h} 10^6, \quad (1)$$

где N — содержание ионов Cl^- (или другого агрессивного агента) в грунте, доли единицы массы сухого грунта или



Зависимость показателя накопления Cl^- в бетоне $K = \frac{[\text{Cl}^-]}{\sqrt{\tau}}$ от коррозионной активности грунта C_A при толщине защитного слоя бетона 4...7 мм (1) и 14...18 мм (2)

%; W_e — естественная весовая влажность грунта, доли единицы или %; W_h — максимальная гигроскопическая влажность грунта, доли единицы или %.

Натурными исследованиями [4] установлено, что C_A характеризует коррозионную активность глинистого грунта при $W_e > W_m$, (W_m — максимальная молекулярная влагоемкость). При $W_h < W_e < W_m$ независимо от содержания Cl^- в грунте он не обладает коррозионной активностью по отношению к арматуре в бетоне.

В ходе натурных обследований, выполненных УкрНИИГиМ совместно с НИИЖБ на некоторых оросительных системах Крымской обл. [1], устанавливали содержание Cl^- в бетоне, C_A и коррозионное состояние арматуры. Несмотря на то, что ГОСТ 12586—83 регламентирует толщину защитного слоя бетона виброгидропрессованных труб $\delta = 15$ мм, в действительности она колеблется в широких пределах. Поэтому при отборе проб защитного слоя их разделили на 2 группы: $\delta_1 = 14...18$ мм и $\delta_2 = 4...7$ мм. Исследуемые образцы бетона охватывали всю толщину защитного слоя. В результате проведенных обследований установлено, что коррозия арматуры в бетоне возникает при содержании в нем $\text{Cl}^- \geq 0,12$ % массы бетона. Интенсивное

поражение арматуры, когда коррозионное разрушено ≥ 20 % поперечного сечения стержня, обнаружено при содержании $\text{Cl}^- \geq 0,15$ % массы бетона.

Результаты этих исследований приведены на рисунке. Коэффициент K , выбранный с учетом второго закона Фика, равен отношению концентрации Cl^- в бетоне (% его массы) к корню квадратному из времени нахождения трубы в грунтовых условиях (в годах). Как видно из рисунка, результаты хорошо аппроксимируются прямой линией, проходящей через начало координат. Пользуясь этой зависимостью, авторы оценили долговечность виброгидропрессованной трубы, т.е. время до развития интенсивной коррозии арматуры. Расчеты для средних величин защитного слоя (15 и 6 мм) приведены в таблице. При $\delta = 15$ мм, равномерной по всей поверхности трубы, нормативная долговечность — 50 лет (накопление в бетоне Cl^- до концентрации не более 0,15 %) может быть достигнута только при $C_A < 10000$ мг/л. Если ориентироваться по данным концентрации водной вытяжки из грунта, по которым в настоящее время многие организации определяют коррозионную активность среды, то она должна быть < 200 мг/л. При $[\text{Cl}^-] = 500$ мг/л в водной вытяжке долговечность идеальной по качеству виброгидропрессованной трубы с $\delta = 15$ мм $\leq 7...8$ лет. В реальных условиях, когда практически во всех трубах, принятых ОТК заводов, встречаются участки с $\delta \leq 6$ мм, долговечность их снижается в 5...6 раз. Расчетная долговечность труб при $\delta \leq 6$ мм хорошо согласуется с временем до начала разрушения труб в трубопроводах, зафиксированным службой эксплуатации оросительных систем (см. таблицу). Анализ таблицы показывает, что глубина проникания хлоридов и долговечность труб при различной толщине защитного слоя согласуется с зависимостью [2], описывающей процессы внутренней диффузии (уравнение второго закона Фика)

$$X = A \sqrt{\tau}, \quad (2)$$

где X — глубина проникания хлоридов;

[Cl ⁻]			Расчетная долговечность труб, годы	Длительность эксплуатации до начала разрушения труб, годы	Необходимая толщина защитного слоя, мм, для обеспечения долговечности труб, годы			
% массы грунта	по данным водной вытяжки, мг/л	C_A при $W_e = 19\%$, мг/л			20	30	40	50
0,25	500	25000	7,4/1,4*	2—3	25	30	35	39
0,20	400	20000	11,9/2,1	3—4	20	24	28	31
0,15	300	15000	20,7/3,7	3—5	15	18	21	23
0,10	200	10000	46,5/8,3	6—9	10	12	14	16

* Перед чертой: $\delta = 15$ мм, после черты — 6 мм.

A — постоянная величина, зависящая от свойств бетона защитного слоя, пропорциональная эффективному коэффициенту диффузии.

Зависимость (2) можно использовать при расчете требуемой толщины защитного слоя бетона для обеспечения защиты арматуры от коррозии в средах с различной коррозионной активностью, имея данные о фактическом накоплении Cl^- в бетоне в данной среде. Результаты таких расчетов для различной долговечности труб приведены в таблице. Они свидетельствуют о том, что требуемая толщина защитного слоя для обеспечения нормативного срока службы трубы при содержании Cl^- в грунте 500 мг/л (по водной вытяжке) или $C_A = 25$ г/л составляет 40 мм.

Выводы

На основании результатов натурных исследований предложена методика оценки долговечности железобетонных труб в зависимости от коррозионной активности среды и толщины защитного слоя. Коррозионную активность грунтов по отношению к арматуре в бетоне следует оценивать по составу поровой жидкости грунта.

Виброгидропрессованные трубы даже при равномерной по всей поверхности толщине защитного слоя $\delta = 15$ мм не могут обеспечить долговечной работы в нормативные сроки при эксплуатации в грунтах с $C_A > 10000$ мг/л без применения специальных мероприятий (активная электрохимическая защита или вторич-

ная защита поверхностным покрытием, пропиткой бетона) или увеличения толщины защитного слоя.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Натурные обследования коррозионного состояния напорных виброгидропрессованных труб на оросительных системах Крымской области / А. Г. Шлаен, А. И. Насушкин, Г. Ф. Гольдберг и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 24–25.
2. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гусев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
3. Стрижевский И. В., Рейзин Б. Л., Иоффе Э. И. Коррозия и защита арматуры железобетонных трубопроводов. — М.: Стройиздат, 1972. — 96 с.
4. Шлаен А. Г. Особенности определения агрессивной активности грунтов по отношению к арматуре в бетоне // Гидротехника и мелиорация. — 1987. — № 3. — С. 20–22.

В Госстрое СССР

Обсуждение теории ИСК

В июньском номере нашего журнала за 1983 г. под рубрикой «В порядке обсуждения» была опубликована статья В. П. Сизова «О законе створа» в технологии бетона». Автор этой статьи выступил с критическими замечаниями по некоторым положениям теории искусственных строительных конгломератов (ИСК), разработанной И. А. Рыбьевым и ранее изложенной им в ряде публикаций. На это критическое выступление автор упомянутой теории ответил статьей «К вопросу соответствия свойств материалов оптимальным структурам («Бетон и железобетон», 1984, № 11). В прошлом году в журнале появилась еще одна статья (авторы С. А. Миронов, В. М. Москвин) на эту тему, также критического характера.

Эти дискуссии на страницах периодики в известной мере послужили причиной публичного рассмотрения данной проблемы с привлечением широкой научно-технической общественности. 3 февраля с. г. состоялось заседание Секции строительных материалов, изделий и конструкций Научно-технического совета Госстроя СССР.

На заседании Секции, проходившем под председательством д-ра техн. наук, проф. Ю. П. Горлова, присутствовали члены НТС, представители подразделений Госстроя СССР, ученые и специалисты около 35 научно-исследовательских, проектных институтов и вузов страны, работники Стройиздата.

Доклад «О применении теории искусственных строительных конгломератов в бетоне» сделал д-р техн. наук, проф. И. А. Рыбьев (ВЗИСИ Минвуза РСФСР). Затем выступили эксперты и участники заседания (всего свыше 20 человек).

Заслушав и обсудив доклад, экспертные заключения и выступления участников заседания, Секция решила:

1. С целью совершенствования технологии производства строительных работ и экономии материальных ресурсов в строительстве рекомендовать соответствующим научно-исследовательским организациям и подразделениям высших учебных заведений дальнейшее проведение теоретических и экспериментальных работ в области развития теории материаловедения, в том числе бетоноведения, обращая внимание прежде всего на достоверность и практическую значимость получаемых результатов.

2. Рекомендовать редакции журнала «Бетон и железобетон» продолжить, а редакциями других специализированных журналов («Строительные материалы», «Известия вузов», «Стекло и керамика», «Пластмассы» и др.) развернуть на своих страницах дискуссию по вопросам теоретических и экспериментальных разработок в области бетоноведения и материаловедения, периодически проводить редакционные обзоры предложений и от-

кликов, поступающих на опубликованные материалы по данным вопросам.

3. Просить НТО Стройиндустрия предусмотреть проведение в 1988 г. Всесоюзной конференции по проблеме: «Бетоноведение как наука: новые экспериментально-теоретические разработки».

Авторские свидетельства

№ 4*

1286700. ЦНИИпромзданий. А. А. Кулагин, Р. И. Рабинович, Г. Е. Ханукова и Л. А. Айрапетян. **Железобетонное перекрытие.**

1286702. ЛенЗНИИЭП. В. Т. Павлов и В. И. Павлов. **Степная панель.**

1286704. Днепропетровский металлургический ин-т. Л. Н. Левченко, А. С. Наталов, Л. Ф. Машкин и др. **Арматурный стержень периодического профиля.**

1286710. Кишиневгорпроект. Н. Д. Грабойс, В. Г. Гарвардт и С. А. Терещук. **Скользящая опалубка для возведения стены переменного по высоте сечения.**

1286711. УкрНИИпроектстальконструкция. **Способ монтажа покрытия здания с подкрановыми путями и установщик для монтажа покрытия здания.**

См.: Открытия. Изобретения. — 1987.

Манипулятор-штабелер для пакетирования и транспортирования изделий из песчаного бетона

В объединенных павильонах «Строительство» на ВДНХ СССР демонстрировался манипулятор-штабелер портального типа для пакетирования и транспортирования изделий из песчаного бетона.

Манипулятор-штабелер, разработанный НИЛ ФХММ и ТП, — это самоходный агрегат, передвигающийся за счет цепного или рычажного привода. Подъ-

ем, опускание, поворот грузов и другие манипуляции, проводимые гидроприводами, осуществляются с помощью единой насосной станции и системы управления, установленных на самоходном агрегате при изменении конфигурации изделий. Основное технологическое оборудование: привод (цепной, рычажный), гидропривод, насосная станция, самоходный агрегат.

Переналадка выполняется за счет смены оснастки. С помощью манипулятора-штабелера осуществляется пакетирование свежесформованных изделий и установка их на тележки для термообработки, стем поддонов с затвердевшими изделиями и установка их на механизм распулбки, сборка пакета готовых изделий и отправка их на строительные площадки.

Грузоподъемность манипулятора 3000 кгс; высота вертикального изменения 1000 мм; угол поворота горизонтальной плоскости 90°; скорость вертикального перемещения 0,5 м/с. Расход топливно-энергетических ресурсов 3 кВт; масса 1950 кг. Экономический эффект от внедрения составил 3,5 тыс. р.

Манипулятор внедрен на заводе ЖБИ № 15 ПО Мосспецжелезобетон: 109383, Москва, ул. Иловайская, 6.

УДК 624.073.

Чиненков Ю. В., Акрамов Х. А. Исследования трехслойных стеновых панелей с гибкими связями // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 4—6.

Изложены результаты испытаний трехслойных стеновых панелей с эффективными утеплителями и гибкими связями. Проведено сравнение опытных величин прогибов, разрушающих нагрузок и нагрузок трещинообразования с теоретическими. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.073.7.012.046

Светов А. А., Пелехов А. А., Кукушкин Б. В. Совершенствование преднапряженных ребристых плит покрытий промзданий // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 6—7.

Приведены результаты испытаний ребристых плит 3×6 м покрытий промышленных зданий со смешанным армированием. Часть арматуры продольных ребер выполнена напрягаемой, а часть укладывалась без преднапряжения с различным соотношением напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Для экономии металла ненапрягаемые стержни не доводили до опоры, располагая их по эпюре изгибающего момента. Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.322

Евстратов Г. И., Эль-Хадж Халиль С. С. Использование заполнителей из дробленого бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 8—10.

Приведены сравнительные свойства бетонов классов прочности В20 и В40 на природных заполнителях и из дробленого бетона. Даются рекомендации по применению заполнителей из дробленого бетона и указываются условия, исключающие перерасход цемента для получения равнопрочностных бетонов на природных и вторичных заполнителях. — Табл. 1, ил. 2. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327:539.4

Красный И. М. О механизме повышения прочности бетона при введении микрозаполнителя // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 10—11.

Приведены экспериментальные данные, показывающие, что при добавке в бетон оптимальных количеств микрозаполнителя — молотого кварцевого песка, зол ТЭЦ и диатомита — прочность бетона возрастает при неизменном или даже возрастающем водоцементном отношении. Выказано предположение, что эффект микрозаполнителя связан с образованием центров кристаллизации вокруг наиболее мелких частиц микрозаполнителя, которые дополнительно повышают прочность контактной зоны между зернами цемента. — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.88:621.882.6:624.046

Людковский И. Г., Иванов М. А., Русаков О. В. Несущая способность конических болтов // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 13—15.

Рассмотрена несущая способность заделки пары близко расположенных самоанкерующихся конических болтов. Экспериментально определены значения расчетных коэффициентов. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.35:531.23

Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков, М. И. Додонов, Б. С. Расторгуев и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 16—18.

На основе полных диаграмм деформирования бетона и арматуры с использованием гипотезы плоского деформирования в нормальном сечении разработан расчет для ЭВМ прочности по нормальным сечениям в общем случае приложения внешних сил, при произвольной поперечной форме и армировании. Приведена дискретная расчетная модель для нормального сечения, даны уравнения равновесия и формулы для элементов матрицы жесткости сечения для любых уровней загрузки. Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45.046

Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю., Саканов К. Т. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 19—20.

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного, двутаврового и треугольного сечения при широком диапазоне изменения прочностных и деформативных характеристик бетона и степени армирования сечения. На основании анализа опытных данных выявлено влияние формы поперечного сечения на границу переармирования, ширину раскрытия нормальных трещин и деформации элементов. Разработаны предложения по совершенствованию методов расчета элементов по предельным состояниям первой и второй групп. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.072.33

Паршин Л. Ф., Белов С. А. Расчет железобетонных рам, несущих каменные стены // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 21—22. При расчете рам, несущих каменные стены, предлагается учитывать совместную работу каменной кладки и самой несущей конструкции, что позволяет, уменьшив сечения элементов рамы, сократить расход материалов. Раму принимают лежащей на упругом основании, которым является неотвердевшая или оттаявшая кладка. Расчет производят методом сил. Порядок расчета пояснен на числовом примере. — Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 662.613.11.004.8

Павленко С. И., Бессонов А. В. Использование отходов ГРЭС в бетонах // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 25—26. Исследованы свойства зол и шлаков Томь-Усинской ГРЭС с целью широкого использования в бетонах. Представлены предложения их отбора, переработки и внедрения в производство. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.072.012

Митасов В. М., Бехтин П. П. Смешанное армирование при разных уровнях предварительного натяжения // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 26—28.

Выведены критерии подбора оптимального смешанного армирования на основе гипотезы плоских сечений и реальных диаграмм арматуры для изгибаемых и растянутых железобетонных элементов. Для напрягаемой арматуры учитывается эффект упрочнения при ее предварительном натяжении. Приведены численные исследования сочетаний различных классов напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 620.193:620.191.33

Шлаен А. Г., Алексеев С. Н., Кравченко Т. Г. Долговечность виброгидропрессованных труб в напорных водоводах // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 28—30.

На основании результатов натурных обследований коррозионного состояния железобетонных трубопроводов предложены методики оценки коррозионной активности среды и долговечности труб. Расчеты долговечности труб по предложенной методике следует выполнять для прогноза состояния трубопроводов. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

CONTENTS

Tchinenkov Yu. V., Akramov Kh. A. Investigations of three-layer panels with flexible ties
Svetov A. A., Pelekhov A. A., Kukushkine B. V. Improvement of prestressed ribs slabs of industrial buildings covers
Evstratov G. I., El-Khadzh Khalil S. S. Utilization of fillers from crushed concrete
Krasny I. M. About mechanism of increase of concrete strength when are introduced micro-fillers
Gendin V. Ya., Kuzmin V. K. Application fields of winter concreting ways
Ludkovsky I. G., Ivanov M. A., Ruskov O. V. Bearing capacity of conic bolts
Bajkov V. N., Dodonov M. I., Rastorguev B. S., Frolov A. K., Mukhamediev T. A., Kunizhev V. Kh. General case of elements strength calculation proceeding from normal sections
Gushtcha Yu. P., Laritcheva I. Yu., Sakanov K. T. Influence of transversal section from of elements on strength, crack resistance and deformability
Kotchetov V. A., Ilkevitch L. Ya. Technico-economic estimation of without-plancking moulding of prestressed articles on a long stands
Pavlenko S. I., Bessonov A. V. Utilization of wastes of Regional hydro-electric power stations in concretes
Mitasov V. M., Bekhtin P. P. Mixed reinforcement with different levels of pretension
Shlaen A. G., Alexeev S. N., Krawtschenko T. G. Durability of vibrohydro-pressed pipes in pressure aqueducts

CONTENU

Tchinenkov Yu. V., Akramov Kh. A. Les études des panneaux en trois couches avec des liaisons flexibles
Svetov A. A., Pelekhov A. A., Koukouchkine B. V. Le perfectionnement des dalles précontraintes nervurées pour les recouvrements des bâtiments industriels
Evstratov G. I., El-Khadzh Khalil S. S. L'utilisation des aggrégats en béton concassé
Krasny I. M. Sur le mécanisme d'augmentation de la résistance du béton avec l'introduction de micro-matière de remplissage
Ghendine V. Ya., Kouzmine V. K. Le domaine de l'application des moyens du bétonnage d'hiver
Ludkovsky I. G., Ivanov M. A., Roussakov O. V. La capacité portante des boulons coniques
Bajkov V. N., Dodonov M. I., Rastorguev B. S., Frolov A. K., Moukhamediev T. A., Kounizhev V. Kh. Le cas général de calcul de la résistance des éléments d'après les sections ordinaires
Gouchsha Yu. P., Laritcheva I. Yu., Sakanov K. T. L'influence de la forme de la section transversale des éléments sur la solidité, la résistance à la fissuration et la déformabilité
Kotchetov V. A., Ilkevitch L. Ya. L'évaluation technico-économique de formage «sans-coffrage» des produits précontraints sur les stands longs
Pavlenko S. I., Bessonov A. V. L'utilisation des déchets des centrales électriques régionales d'Etat dans les bétons
Mitassov V. M., Bekhtin P. P. Le renforcement mélangé, le niveaux de pré-tension étant différents
Chlaene A. G., Alexeev S. N., Krawtschenko T. G. La durabilité des conduites vibrohydro-pressées dans les aqueducs forcés

INHALTSVERZEICHNIS

Tschinenkow Ju. W., Akramow Ch. A. Untersuchungen von dreischichtigen Platten mit biegsamen Verbindungen
Swetow A. A., Pelechow A. A., Kukuschkin B. W. Vervollkommnung vorgespannter Deckungsrippenplatten für Wirtschaftsgebäuden
Evstratow G. I., Ell-Chadzh Chalil S. S. Verwendung von Zuschlagstoffen aus dem zersplitterten Beton
Krasnyj I. M. Über den Betonfestigkeitserhöhungsmechanismus bei der Beimischung von Mikrofüllstoffen
Gendin B. Ja., Kusmin W. K. Gebrauchsbereich von Winterbetonierungsarten
Ludkowsky I. G., Iwanow M. A., Ruskow O. W. Tragvermögen von Kegelsbolzen
Bajkow W. N., Dodonow M. I., Rastorguejew B. S., Frolov A. K., Muchamediev T. A., Kunizhev W. Ch. Allgemeiner Fall der Elementenfestigkeitsberechnung in Normalschnitten
Gustscha Ju. P., Laritschewa I. Yu., Sakanow K. T. Einfluss der Elementenquerschnittsform auf die Festigkeit, Rissbeständigkeit und Deformationsvermögen
Kotschetow W. A., Ilkewitsch L. Ja. Technisch-ökonomische Bewertung des Ohneschalungsformierens vorgespannter Fertigteile
Pawlenko S. I., Bessonow A. W. Verwendung von Speicherkraftwerkabfallprodukten in Betonen
Mitasow W. M., Bechtin P. P. Gemischte Armierung bei verschiedenen Vorspannungsniveaus
Schlajen A. G., Aleksejev S. N., Krawtschenko T. G. Lebensdauer von gerüttelt-hydrogepressten Rohren in Druckwasserleitungen

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Т. Г. Бросалина*

Сдано в набор 13.03.87.
 Формат 60×90^{1/8}
 Тираж 14 400 экз.

Печать высокая.

Подписано в печать 08.04.87.
 Усл. печ. л. 4,0

Усл. кр.-отт. 4,75

Т-06633
 Уч.-изд. л. 6,07
 Зак. № 70

Почтовый адрес редакции 101442, ГСП, Москва, Каляевская, 23а
 Тел. 292-41-34, 292-62-06

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Автоматизация производства панелей внутренних стен

Бетонные и железобетонные изделия и конструкции на заводах и на строительных площадках изготовляют с применением различных вибрационных средств. Известный всем технологам эффект вибрационного уплотнения бетонных смесей обуславливается мгновенным снижением на один-два порядка сил трения, капиллярного и электромолекулярного взаимодействия частиц твердой фазы. Находясь под воздействием вибрационного и гравитационного полей, они приобретают наиболее плотную упаковку, необходимую для получения бетона высокой прочности.

Между тем нельзя не считаться с теми, порой непреодолимыми трудностями, которые возникают при использовании процесса вибрирования в современных автоматизированных технологических системах. Это необходимость борьбы с повышенными уровнями шума и вибрации на рабочих местах, сложность и во многих случаях невозможность создания надежных систем автоматического контроля и управления процессом виброуплотнения бетонных смесей, невысокая технологическая надежность комплекса виброформовочного оборудования и др. Следует также иметь в виду, что после укладки и виброуплотнения бетонных смесей, как правило, необходимо предусмотреть дополнительные трудоемкие и энергоемкие операции по созданию кондиционной открытой поверхности изделий.

Многолетние исследования в институте строительства и архитектуры Госстроя БССР реологических свойств и механики невибрируемых бетонных смесей, физико-механических свойств бетона, режимов уплотнения бетонных смесей, средств автоматического контроля и управления технологическими процессами позволили обосновать правомерность отказа от вибрационного уплотнения смеси и при этом не снизить прочностные свойства бетона. Результаты свидетельствуют о том, что за один технологический прием можно полностью заформовать железобетонное изделие сложного профиля, уложить и уплотнить бетонную смесь и получить изделие, удовлетворяющее высоким нормативным требованиям. Показана техническая возможность и экономическая целесообразность развития безвибрационных способов производства некоторых видов бетонных и железобетонных конструкций.

Безвибрационный способ формования железобетонных изделий реализован на опытной автоматизированной ленточной конвейерной линии ЛКК-1, созданной на заводе сборного железобетона Минского производственного объединения индустриального домостроения.

Показанная в экспозиции ВДНХ СССР линия предназначена для изготовления панелей несущих внутренних стен жилых зданий. Габариты панелей — 5750×2570×140 мм. При создании новых линий размеры изделий могут быть увеличены с соответствующим изменением технологического режима.

Автоматизированная линия создана на основе метода напорного безвибрационного формования железобетонных конструкций при помощи бетононасоса. Использована прогрессивная компоновочная схема конвейерного производства, механизированное и автоматизированное технологическое оборудование.

На линии, представляющей собой горизонтально-замкнутый конвейер, расположены формовочный агрегат с бетононасосной установкой, посты подготовки и комплектации передвижных термоформ, пакет термоформ с герметизированными прослойками, пост распалубки и съема готовой продукции. Транспортные операции выполняются с помощью систем механических и гидравлических приводов. Управление ими, а также процессом формования и тепловой обработки изделий, разогрева термоформ перед формованием и распалубкой изделий осуществляет оператор VI разряда с помощью современных электронных систем. При этом можно использовать автоматизированное и дистанционное управление с центрального и местных автономных пультов.

Производство внутренних стеновых панелей основано на применении способа нагнетания бетононасосом и гидродинамического прессования бетонной смеси в двух замкнутых вертикально расположенных полостях. Затем изделие подвергается предварительной тепловой обработке в формовочном агрегате до частичной распалубки и термосного выдерживания в пакете термоформ с герметизированными воздушными прослойками.

Технология производства панелей осуществляется в такой последовательности. Очищенную, смазанную, оснащенную арматурой и разогретую термоформу подают по ролям на формовочный агрегат. Щиты формовочного агрегата с помощью гидроприводов закрывают и «запирают» для восприятия распорных нагрузок. Бетононасосная установка со смесью объемом до 4,2 м³ подключается к вводным отверстиям термоформы. На центральном пульте оператор включает в работу бетононасосную установку и системы автоматического управления, после окончания процесса формования двух больших или четырех малых панелей (через 4...5 мин) дает команду о приеме смеси для следующего цикла формования.

После предварительной тепловой обработки изделий раскрывается формовочный агрегат, форма с частично распалубленными изделиями подается в пакет, где производится их термосное выдерживание с эффективным использованием экзотермии цемента и процесса испарения влаги в герметизированные воздушные прослойки. Термоформа разогревается в течение нескольких минут для температурного расширения металла, подается на пост распалубки и затем на линию подготовки и комплектации.

Приемочные испытания опытного образца линии показали ее технические и экономические преимущества по сравнению с кассетным производством. Полностью автоматизирован процесс укладки и уплотнения бетонной смеси. Выработка на одного рабочего при этом увеличилась в 5 раз и достигла 40 м³/ч. Формование всех граней изделия осуществляется в один технологический прием, причем обеспечиваются минимальные допуски на геометрические размеры. Исключение вибрирования из технологического процесса повлекло за собой качественную подготовку поверхностей форм, что, в свою очередь, позволило устранить причины образования ноздреватости на поверхности изделий. Высокая степень уплотнения бетонной смеси и оптимальные условия гидратации цемента обеспечили при термосном выдерживании разогретых до 60°C изделий увеличение прочности бетона на 20...30% и сокращение расхода тепловой энергии в 3,2 раза. Представлялась также возможность отказаться от армирования изделий двумя сплошными сетками, заменив их каркасами, располагаемыми лишь по контуру, при этом расход арматурной стали уменьшился на 12,5%.

Прочность панелей превышает требуемую для 9-этажных крупнопанельных жилых домов серии 1-464. Расход цемента марки 500 на 1 м³ бетона составляет 350 кг. Равномерное уплотнение бетонной смеси по высоте позволило отказаться от введения коэффициента 0,85 на неоднородность прочности изделий кассетного производства.

На линии улучшены санитарно-гигиенические условия труда. Уровень шума на рабочих местах при включении бетононасосной установки увеличивается по сравнению с общим шумовым фоном не более чем на 3 дБ и составляет 74...78 дБ.

Процессы распалубки изделий, подготовки и оснащения передвижных термоформ осуществляются на специализированных постах, оснащенных передвижными площадками с гидравлическим приводом вне зоны действия высоких температур и шума. При этом созданы условия для механизации подготовительных работ и исключения ручного труда.

Производительность опытного образца линии — 10 425 м³/год; масса технологического оборудования составляет 485 т. Линия расположена на производственной площади 1008 м². Установленная мощность оборудования 274 кВт; в смену на линии занято 6 чел. Удельные расходы металла — 11,64 кг/м³; цемента — 350 кг/м³; пара — 148 кг/м³; электроэнергии — 10 кВт/м³.

В опытном образце линии еще не реализованы все потенциальные возможности нового метода производства же-

лезобетонных изделий. Это связано с наличием только одного формовочного агрегата, отсутствием вспомогательного оборудования для чистки и смазки форм, сварки и установки пространственных арматурных каркасов.

В целевой научно-технической программе работ по Белорусской ССР на двенадцатую пятилетку предусмотрено создать цех автоматизированного производства панелей внутренних стен для зданий единой перспективной серии. В задании предусмотрена возможность установки на каждой линии нескольких формовочных агрегатов с бетононасосами на гидравлическом приводе, вспомогательного автоматизированного оборудования для подготовки форм и доводки изделий до полной заводской готовности. Будут применяться комплексные химические добавки в бетон, автоматизированные устройства неразрушающего контроля качества готовой продукции, осуществляться централизованное управление линией с использованием микропроцессорной электронной техники и других систем автоматизированного управления. По расчетам, удельные трудозатраты будут сокращены в 2 раза, потребление теплоты более чем в 3 раза, себестоимость изделий будет снижена на 32%. Санитарно-гигиенические условия труда в полной мере будут соответствовать повышенным требованиям норм промышленной санитарии.

С использованием ресурсосберегающих технологий

На тематической выставке «Производство новых эффективных материалов и конструкций с использованием ресурсосберегающих технологий», организованной в объединенных павильонах ВДНХ СССР, были показаны конструкции, в которых успешно сочетаются традиционные и новые материалы и технологии.

Для облицовки жилых, общественных и промышленных зданий предназначены декоративные бетонполимерные изделия. Это бетонные плиты со шлифованным бетонполимерным лицевым слоем богатой цветовой палитры.

Полимерное сырье, олигомеры, а также сырье для изготовления бетонной матрицы имеют низкую себестоимость. Олигомеры не содержат токсичных, пожаро- и взрывоопасных соединений, поэтому производство декоративных бетонполимерных изделий удовлетворяет современным требованиям охраны труда.

Предел прочности бетонполимера 80...100 МПа при сжатии и 20...22 МПа на растяжение при изгибе. Морозостойкость более 1000 циклов. Цена 1 м² — 15 р.

Изделия устойчивы к атмосферным воздействиям и колебаниям температуры, к воздействию ультрафиолетовых лучей; они заменяют дорогостоящие отделочные материалы, в том числе мрамор.

Железобетонные глазурованные панели и плиты предназначены для наружных стен зданий в жилищном, общественном и промышленном строительстве.

Отделка стеновых бетонных панелей керамической глазурью долговечна, декоративна, дешева, индустриальна. Глазурованию подвергаются изделия из тяжелого, ячеистого и пеностеклястого бетона, покрытые подглазурным слоем.

Глазурь или керамическая эмаль одноцветная или в виде многоцветного рисунка наносится на лицевой слой панелей и плит с зернистой поверхностью. Производственный процесс ее оплавления осуществляется на непрерывно действующей поточно-конвейерной линии.

Длина конвейера поточно-конвейерной линии — 30...45 м; масса металла — 15...50 т; мощность нагревателей — 300 кВт. Годовая производительность при работе предприятия в 2 смены 60...100 тыс. м², число рабочих в смене 3...4 чел.

Применяются различные строения глазуруемой поверхности: плоская или рельефная с зернистостью 0,6...1,2; 1,2...3,2 мм и более. Предельные габариты панелей и блоков 12,0×4,0×0,6 м. Морозостойкость отделочного слоя по ГОСТ 11024—72 не ниже 50 циклов, срок службы не менее 50 лет.

Затраты труда на получение 1 м² глазурованной поверхности панели или плиты составляют 0,16...0,27 чел.-ч; расход глазури или эмали по металлу — 0,7...0,9 кг, пигментов керамических (массы) — 0,2...10,0, электроэнергии — 12...16 кВт-ч м².

Звукопоглощающие ячеистобетонные плиты Силакпор-М предназначены для акустического и декоративного оформления общественных и производственных помещений. Их изготавливают из ячеистого бетона специальной структуры.

Плотность бетона 400 кг/м³; предел прочности при сжатии 1,5 МПа; масса поглотителя 3 кг. Размеры плит 450×450×50 мм.

Технология производства основана на формовании крупных массивов с последующей переработкой их после автоклавного твердения на плиты, что позволяет при замесе оснастки выпускать изделия с широкой гаммой фактурных рисунков. Исключается применение такого дефицитного материала, как «рахмат».

Плиты негорючи, долговечны и по звукопоглощающим свойствам соответствуют классам НСВ-321 и НСВ-322. Их применение вместо плит Акмигран дает экономический эффект 2 р. м².

Штучные звукопоглотители «Порасил» из ячеистого бетона предназначены для акустической отделки потолков производственных помещений с повышенным уровнем шума.

Плотность ячеистого бетона не более 350 кг/м³; предел прочности при сжатии не менее 1 МПа; масса поглотителя 3 кг. Размеры 450×450×50 мм.

Технология их изготовления основана на послеавтоклавной механической обработке ячеистого бетона.

По звукопоглощающим свойствам «Порасил» соответствует классу НСВ-311 по ГОСТ 23499—79. Изготовитель плит — экспериментальный завод ВНИИтеплоизоляции Минстройматериалов СССР.

Элементы теплоизоляционные сборные «Силипласт» предназначены для утепления совмещенных крыш в зданиях с относительной влажностью воздуха не более 75%. Их устраивают по металлическому профилированному настилу или железобетонным панелям без вывешивающего слоя.

Элементы изготавливают из плит теплоизоляционного ячеистого бетона на непрерывное полотно которого приклеивают слой из плит полистирольного пенопласта. Наружные поверхности склеиваются гидроизоляционным рулонным материалом (рубероидом).

Теплопроводность пенопласта полистирольного в сухом состоянии не более 0,04 Вт/(м·К), ячеистого бетона в сухом состоянии 0,093 Вт/(м·К). Предел прочности при изгибе не менее 0,15 МПа. Средняя плотность пенопласта полистирольного в воздушно-сухом состоянии 40 кг/м³, ячеистого бетона 350 кг/м³. Размеры 1000×2000×900...120 мм.

Ожидаемый экономический эффект от их применения — 1,2 р. м².

Изготовитель — Павлодарский комбинат ЖБИ ПО Казжелезобетон Минстройматериалов КазССР.

Элемент теплоизоляционный сборный предназначен для утепления покрытий зданий по металлическому профилированному настилу или железобетонным панелям.

Элемент представляет собой двухслойный прямоугольный параллелепипед (склеенные ячеистый бетон и полистирольный пенопласт), который оклеен гидроизоляционным рулонным материалом (рубероидом, пергаминот или др.). Толщина слоев ячеистого бетона и пенополистирола зависит от заданного теплового сопротивления и может быть различной.

Плотность ячеистого бетона не более 300 кг/м³; предел прочности при изгибе не менее 15 МПа. Габариты (длина×ширина×толщина) — (2000±10)×(900±10)×(120...200±5) мм.

Декоративные плиты из легкого бетона применяют для наружной и внутренней облицовки стен. В отличие от аналогичных плит на основе природного камня они характеризуются меньшей массой. Это позволяет уменьшить размеры сечений конструкций, воспринимающих массу облицовки. Прочность бетона при сжатии 10...40 МПа, плотность 1500...1800 кг/м³, морозостойкость свыше 100 циклов.

Себестоимость бетонных плит, по внешнему виду близких к вулканическому туфу и имеющих аналогичные с ним физико-механические свойства, не превышает 8 р. 67 к., т. е. они более чем вдвое дешевле природного привозного туфа. Внедрение плит позволит расширить ассортимент облицовочных материалов, сократить транспортные расходы, решить задачу утилизации отходов, получить значительный экономический эффект.

Изготовитель — опытно-экспериментальное предприятие Минского НИИСМА.